

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 19.

Der Erzsilo Pierrevillers.

Von Dipl.-Ing. Max Mayer, Oberingenieur der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt.

Hierzu die Abbildungen Seite 148.



In Hagendingen an der Mosel (zwischen Metz und Diedenhofen) errichten die von gleicher Stelle geleiteten Gesellschaften „Stahlwerk Thyssen A.-G.“ und „Gewerkschaft Jacobus“ ein industrielles Unternehmen größten modernen Stiles. Als dessen erster Teil kam im Frühjahr 1910 eine Zementfabrik mit drei großen Drehöfen in Betrieb; die ersten vier Hochöfen der Hagendinger Hütte werden im Laufe dieses Jahres angeblasen, gleichzeitig wird auch eine Erweiterung der Zementfabrik in Tätigkeit treten.

Die Rohstoffe für diese sämtlichen Betriebe kommen aus den Bergen, die sich an das Moseltal gegen Westen anschließen. Geologisch sind diese Höhenzüge derart aufgebaut, daß unter der Lehmdecke, welche für das ganze Lothringer Erzgebiet charakteristisch ist, wechselnde Schichten von gelbem, krystallinischem Kalk, blauem Mergel und von Minette folgen. Da die ersten beiden das Ausgangsmaterial für die Zementfabrikation bilden, so läßt sich fast alles zum Abbau kommende Gestein für den Betrieb verwenden.

Der Lageplan des Silos, Abbild. 1, S. 146, zeigt eine besonders günstige Anlage für den Transport der Bodenschätze. Der Berg ist durch einen Stollen aufgeschlossen und die teure lotrechte Schachtförderung ist vermieden. Der Stollen dringt rasch in Schichten von Minette und Mergel ein und soll später zur Gewinnung der ersteren dienen. Zunächst wird Mergel abgebaut; der zugehörige Kalk wird bei Malancourt im oberen Teil der nach Bombach herabziehenden Schlucht durch einen großangelegten Steinbruchbetrieb gewonnen und durch eine seitliche Verzweigung des vorhin genannten Stollens gleichfalls auf wagrechtem Wege nach Pierre-

villers gebracht. Die Grubenzüge fahren auf schmaler Spur und werden von Benzinlokomotiven gezogen. Etwa 200 m nach dem Austritt aus dem Stollen kommen sie in die Rangieranlage auf Oberkante Silo. Dort werden sie in Teile von passender Länge (nahezu gleich der Silobreite) zerlegt, alsdann um die Kurve quer auf den Wipper, der über dem Silo läuft, hereingefahren und in einer langsamen Umdrehung desselben gleichzeitig gekippt. Unter dem Silo wird das Material in die bekannten Talbot-Selbstentlader abgezogen und auf einer stark fallenden Normalspurbahn nach Hagendingen gebracht.

Die Höhe des Silos, der in den Abbildungen 2—4 in Grundrissen und Schnitten, in Abbildung 5 in seiner Gesamterscheinung dargestellt ist, während die Abbildungen 6—12 (von denen ein Teil in nächster No. nachfolgt) die Ausführung in chronologischer Reihenfolge zeigen, wurde dadurch festgelegt, daß die

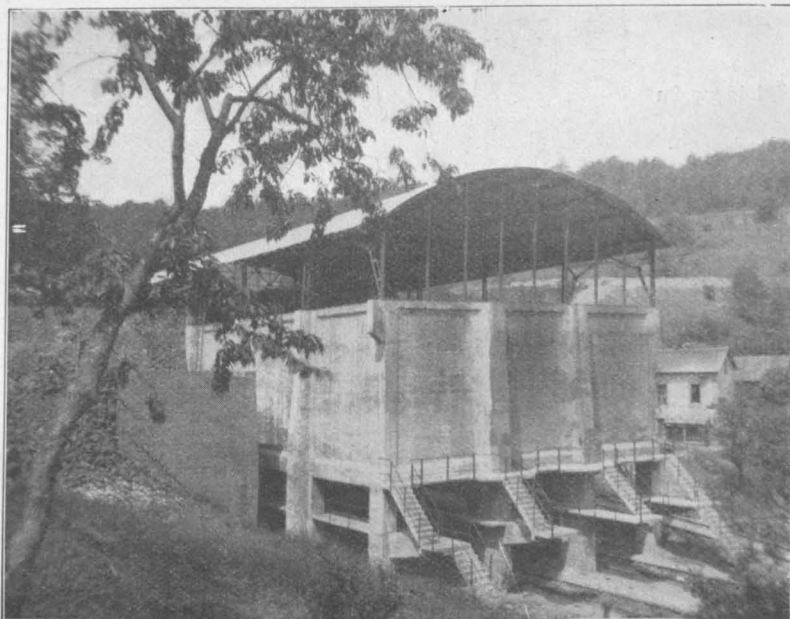


Abbildung 5. Gesamterscheinung des fertigen Silos.

Die Einteilung in zwei große und eine kleine Zelle war aus Betriebsgründen vorgeschrieben, ebenso die Anordnung der Schnauzenöffnungen zu je dreien in der Längsrichtung und zweien in der Querrichtung,

Technical drawing of a bridge cross-section. The drawing shows a rectangular bridge deck with a width of 16,6 at the top and 16,24 at the bottom. The height of the deck is 7,875. The bridge is supported by four piers, with a center-to-center spacing of 17,4. The piers have a width of 0,7. The bridge deck is supported by a concrete base (S.O.) with a thickness of 0,25. The bridge is constructed of concrete (S.O.) and has a 5cm layer of concrete (5cm Magerbeton) on top. The drawing includes various dimensions and labels for structural details.

Abbildg. 1
(rechts).
Lageplan
des
Erzsilos.

A geological sketch map of the area around Hagendingen. The map shows a central 'Normal spur' (Normal spur) and a 'Schmalspur' (Narrow gauge) line. A 'Stollen' (Tunnel) is indicated on the right. The map includes a scale bar (0 to 1000 meters) and a north arrow (N). The area is labeled with 'Hagendingen' and 'Pierrevillers'.

Abbildung 3.
Längsschnitt
durch den
Silo.

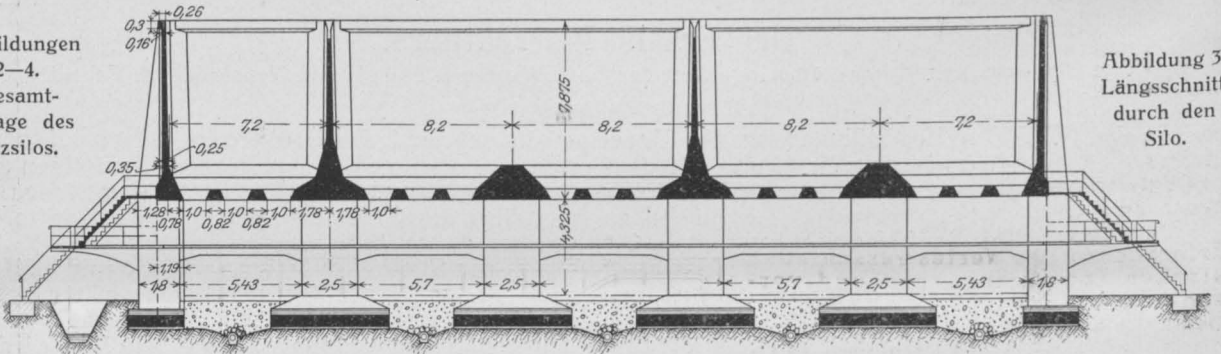
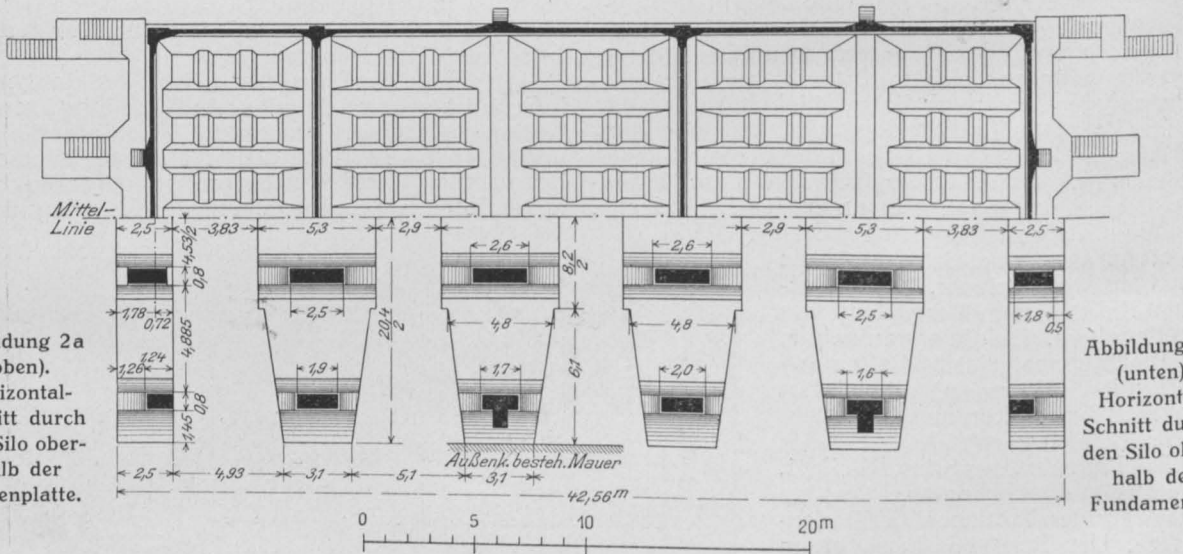


Abbildung 2b
(unten).
Horizontal-
Schnitt durch
den Silo ober-
halb der
Fundamente.



Die schmalen Stege, welche zwischen je drei längs aufeinanderfolgenden Schnauzen übrigblieben, mußten mit Rücksicht auf die Schnauzenrahmen 50 cm hoch werden und erhielten nur eine schwache Ar-

den vier Säulen, auf denen sie ruhen, ein neunfach statisch unbestimmtes, elastisches System; sie wurden als durchlaufende Träger auf elastisch drehbaren Stützen mit wechselnder Belastung nach einem Verfahren des Ob.-Ing. O. Lüscher berechnet, welches in Anlehnung an die Theorien Dr. Max Ritters die verschobenen Fixpunkte zu Hilfe nimmt. An Stelle dieser Hauptträger treten teilweise die Querwände, deren Fuß in ähnlicher Weise ausgebildet ist. Die Rücksicht auf die Biegungsbeanspruchung der äußeren Säulen, welche mit den Hauptträgern zusammenhängen, erforderte deren T-förmige Verbreiterung, welche im Grundriß ersichtlich ist. Sämtliche Säulen

erhielten wegen der enormen Lasten und der Erschütterungen kräftige Abmessungen, sodaß nur noch die für den Biegungswiderstand nötigen Längseisen und eine leichte Spiralarmierung erforderlich waren.

Die Umfassungswände des Behälters sind sämtlich wagrecht zwischen die Rippen beziehungsweise Querwände gespannt; da sie außer dem Seitendruck des Erzes auch noch das Eigengewicht zu tragen haben, mußten sie eine entsprechende, hoch abgebogene Tragarmierung erhalten. Für die Zwischen-Querwände wäre die wagrechte Spannweite zu groß geworden, sie wurden daher einfach vom Boden her aufgekragt und lotrecht armiert.

Als Untergrund des Gebäudes zeigte sich schwerer, rötlich-gelber Lehm, der bei trockenem Wetter ziemlich hart ist und sich dann auf größere Höhe lotrecht abstecken läßt, bei Feuchtigkeit aber so weich wird, daß alle Böschungen abblättern und zusammenrutschen. Als zulässige Belastung wurden 2 kg/qcm festgesetzt, was sich in diesem Fall als hinreichend erwies. Da bei dieser Annahme nicht die ganze Grundfläche des Gebäudes herangezogen werden mußte, wurden die Fundamente in einzelne Quer-

streifen aufgelöst, die den Säulenlasten entsprechend nach außen schmaler werden und als normale Eisenbetonplatte ausgebildet wurden (Armierung siehe Abbildung 6, S. 148).

Eine unerwartete und unerwünschte Beschaffenheit des Geländes trat nur an der nordwestlichen Ecke der Baustelle zu Tage. Man kam dort auf weichen, durchfeuchteten, graugrünen Letten; Probebelastungen kleinsten Maßstabes (auf Quadraten von 10 cm Seitenlänge mit Zementsäcken auf einfachem Gestell) ergaben ein merkliches Zusammendrücken der zweifelhaften Schicht; da man hier näher an die Wasserrinnen des an kleinen Quellen reichen Tales kam, erklärte sich die Veränderung des Bodens sehr einfach. Wenn nun auch die Ergebnisse der Probebelastung keinen unmittelbaren Schluß auf die Verhältnisse im Großen zuließen, so erschien es doch ratsam mit der Sohle tiefer zu gehen, bis man auf eine wesentlich bessere Schicht kam; an der Ecke des letzten Fundamentstreifens machte das eine Mehrtiefe von 3 m aus. Die dadurch entstandene tiefe Grube wurde bis auf Unterkante Eisenbetonplatte mit einem Magerbeton ausgefüllt. —

(Schluß folgt.)

Versuche über den Wert verschiedener Normalbewehrungen in Eisenbetonbalken.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger in Wien.

a. Beschreibung der Versuche.

Die Tatsache, daß der Wert der verschiedenen Bewehrungen gegen die Normalkräfte in Eisenbeton-Balken nicht zureichend gewürdigt, daß die Tragkraft stark armerter Balken häufig unrichtig eingeschätzt wird, sowie die Tatsache, daß bei beschränkter Bauhöhe unwirtschaftliche Doppelbewehrungen angewendet werden, gab zu den hier beschriebenen Versuchen Anlaß.

Der Zweck der Versuche ist die Erforschung des Wertes verschieden starker Zugbewehrungen und verschiedener Druckbewehrungen. Ueber die Wirkung der letzteren haben u. a. Bach und Graf Untersuchungen angestellt*). Diese betreffen jedoch nur überstark (7%) zugbewehrte Balken, die in der Praxis nicht vorkommen. Diese Versuche zeigen, daß die 0,4 und 1,6% betragenden Druckbewehrungen eine der Rechnung mit etwa $n = 20$ entsprechende Vermehrung der Tragkraft bewirken. Dieses Ergebnis bietet bei der starken Zugbewehrung und der geringen Festigkeit des Betons (Würfel Festigkeit $\sigma_d = 109 \text{ kg/qcm}$, Biegedruckfestigkeit, berechnet mit $n = 20$, $\sigma_b = 151 \text{ kg/qcm}$, Verhältnis beider im Durchschnitt 1,39) keine Ueberschätzung.

Von besonderem Interesse ist das Verhalten von Balken, die Bewehrungen mit in der Praxis noch üblicher Größe besitzen.

Es wurden 9 Balkentypen, bezeichnet mit A, B, C, D, E, F, G, H und K hergestellt (Abbildung 1). Ihre Zugeinlagen bestanden bei den Balken A aus 2 Rundeisen von 15 mm (0,8% des Nutzquerschnittes), bei den Balken B, C und D aus 4 Rundeisen von 15 mm (1,61%), bei den übrigen aus 4 Rundeisen von 24 mm (4,12%).

Der schwach, sowie je ein mittel und stark zugbewehrter Balkentyp sind ohne Druckeinlagen (A, B, E), die übrigen mit Druckeinlagen versehen. Diese bestanden bei 4 Typen (C, D, F und G) aus 3 Längseisen von 20 mm Stärke (2,14%), die bei zwei Typen (C und F) ohne, bei 2 Typen (D und G) mit Bügelverankerung versehen waren. Bei den Balken H und K bestand die Druckbewehrung aus Schrauben-Umschnürungen. Von jedem Balkentyp sind 3 Stück hergestellt, zusammen 27 Balken. Je eine

*) „Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“, Berlin 1910, Heft 90—91, S. 44—60.

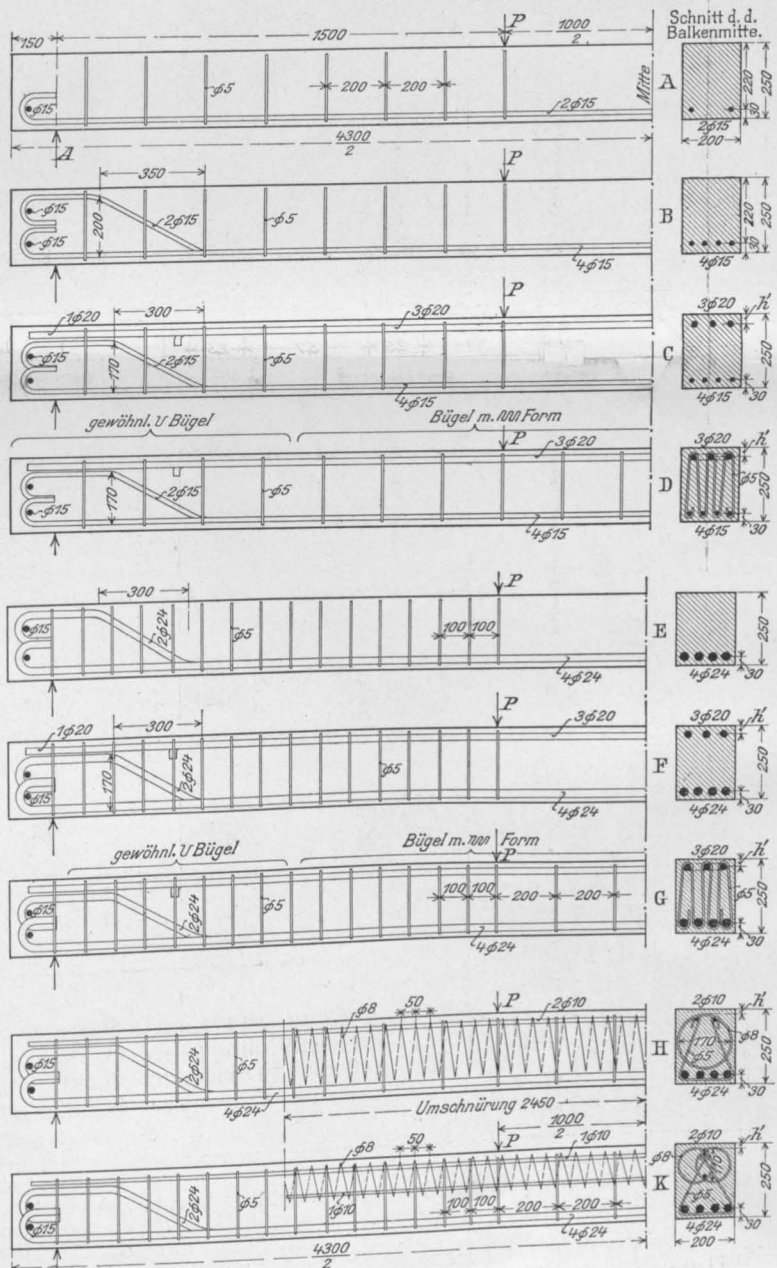


Abbildung 1.
Armierungsformen der untersuchten Balken.

Balkenreihe von 9 Stück, umfassend alle Typen A—K, ist an einem Tage unter gleichen äußeren Verhältnissen und aus dem gleichen Material hergestellt, sodaß diese unmittelbar miteinander vergleichbar sind. Das Alter je einer Reihe bei der Erprobung war annähernd gleich. Ein unmittelbarer Vergleich der verschiedenen Reihen ist

Reihe	Zement-marke	Balken	Tag der Herstellung	Temperatur bei der Herstellung	Alter in Tagen b.d. Prüfung
1	a	A—K	19. Dez. 1911	+ 2,5 bis 4° C	100—107
2	b	A—K	29. Dez. 1911	+ 2,0 „ 5° C	89— 92
3	c	A—K	15. Feb. 1912	+ 1,0 „ 4,5° C	42— 46

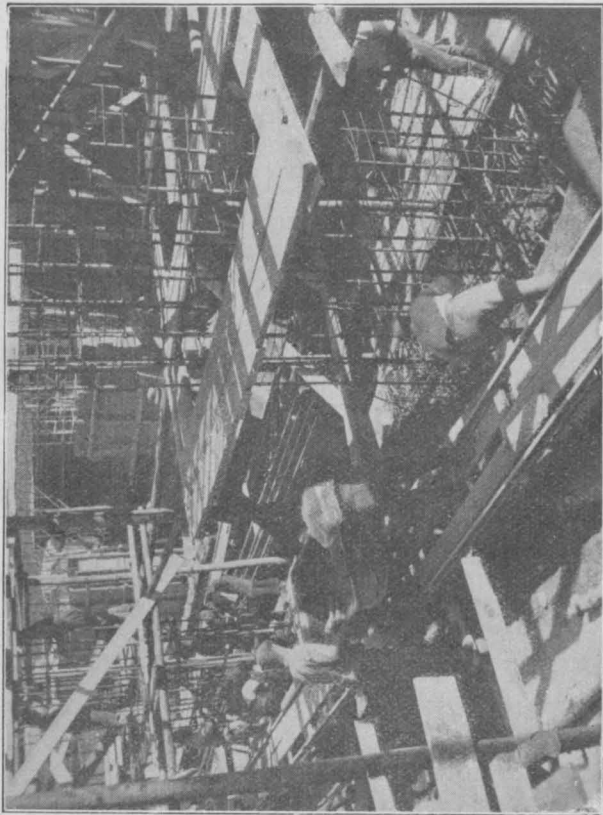


Abb. 7 (oben). Aufbau der Stützen. Abb. 9 (unten). Verlegen der Tragrippen-Eisen.

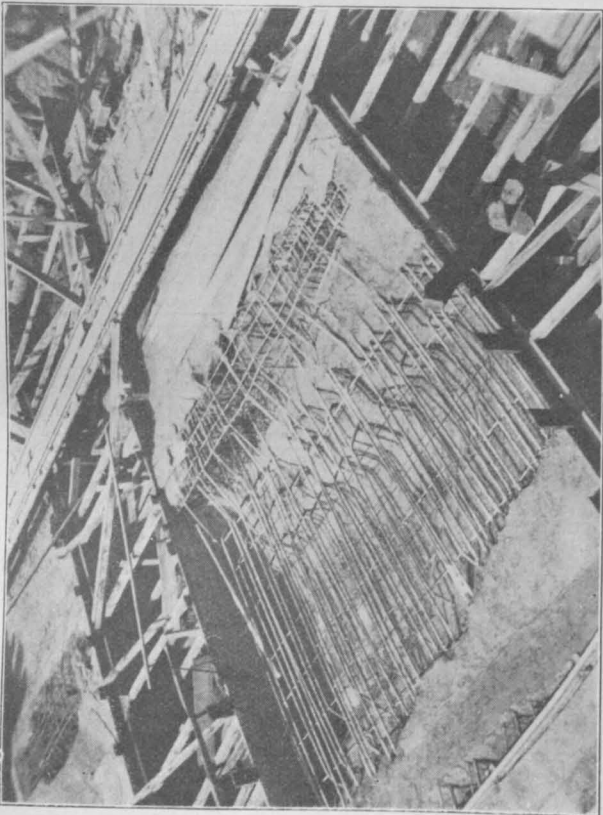
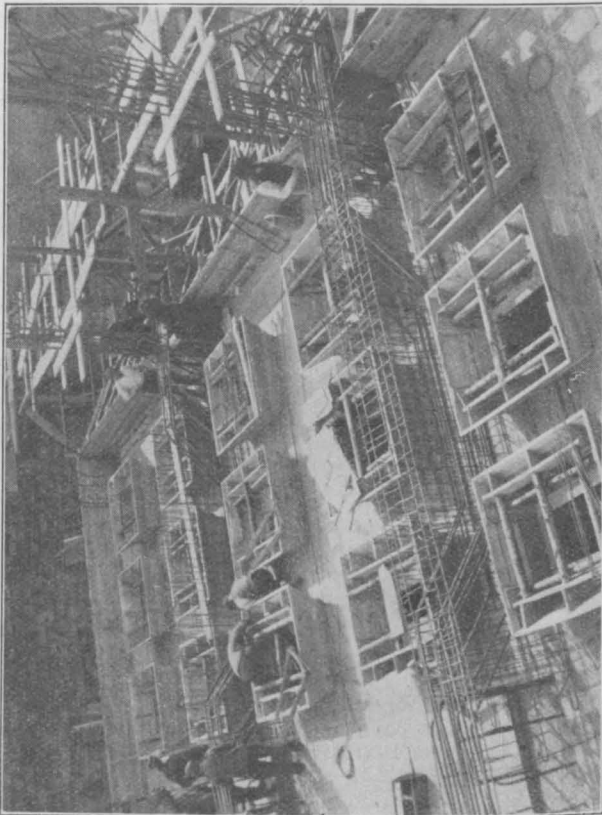
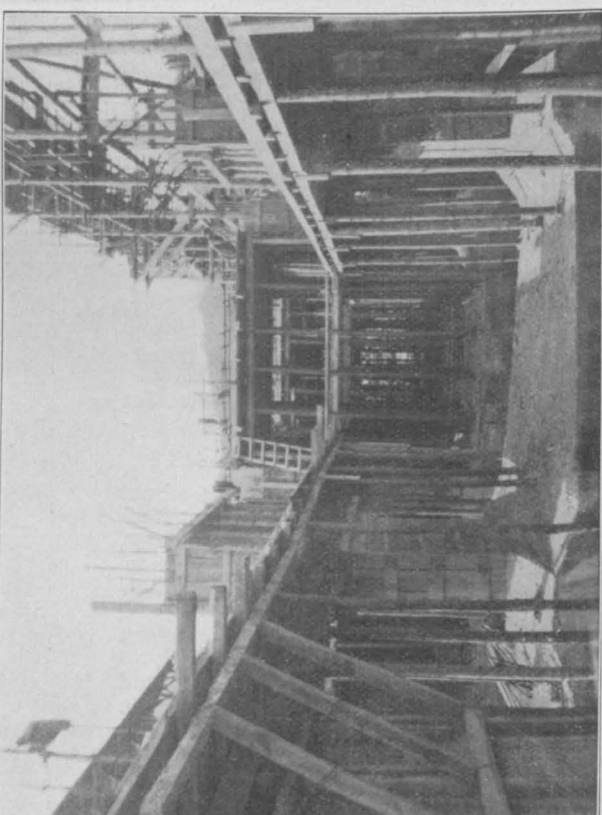


Abb. 6 (oben). Herstellung der Fundamentplatte. Abb. 8 (unten). Unterbau in Schalung.



wegen der wechselnden Herstellungszeit nicht zu ziehen, da verschiedene Festigkeiten zu erwarten waren. Damit ist erreicht, daß drei verschiedene Betonfestigkeiten zur Beurteilung der Tragkraft herangezogen werden konnten. Das verwendete Material war für alle Balken Donaukies gleicher Lieferung ohne besondere Auswahl. Das Mischungsverhältnis betrug 290 kg Portlandzement auf

1 cbm Gemenge, der Wasserzusatz etwa 100 l, die Zusammenstampfbarkeit 15%. Die Schalung bestand aus rohen Brettern, die Abmessungen wurden tunlichst genau eingehalten. Der Beton verblieb eine Woche in der Schalung, worauf die Seitenwände entfernt wurden. Die Unterlagen verblieben bis zum Transport. Eine Zusammenstellung der Abmessungen der Versuchsbalken in Er-

gänzung der Abb. 1 gibt die Tabelle S. 150. Die Herstellung der Versuchsbalken erfolgte baumäßig in der Materialhalle der Firma Fritz Mögle in Wien, welche diese Arbeiten einschließlich Transport kostenlos besorgte, wofür ihr besonderer Dank gebührt; der Ingenieur der Firma, Hr. J. Olexin cer, nahm in jeder Hinsicht werktätigen Anteil. Die Erprobung erfolgte Ende März und Anfang April 1912

mitte, die Rißbildung und die Bruchlasten. Nach Durchführung der Versuche wurde bei allen Balken die Lage der Bewehrungen durch Nachmessung festgestellt. Die Zugeisen zeigten nur geringfügige Abweichungen gegen die Planung; dagegen waren die Druckeisen in den meisten Balken beim Stampfen nach abwärts verschoben. Die erhobenen Maße sind in der Zusammenstellung der

Abbildung 2.

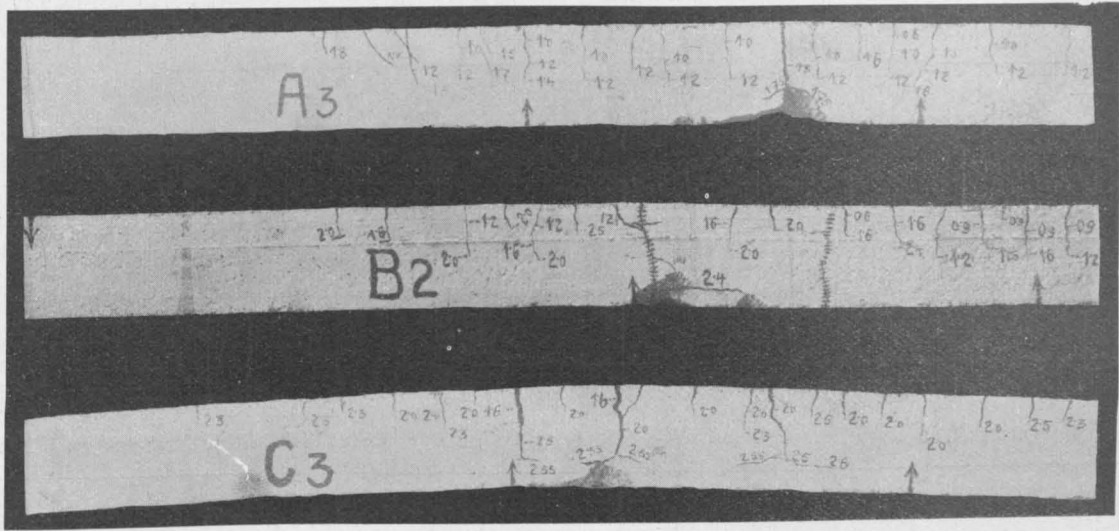


Abbildung 3

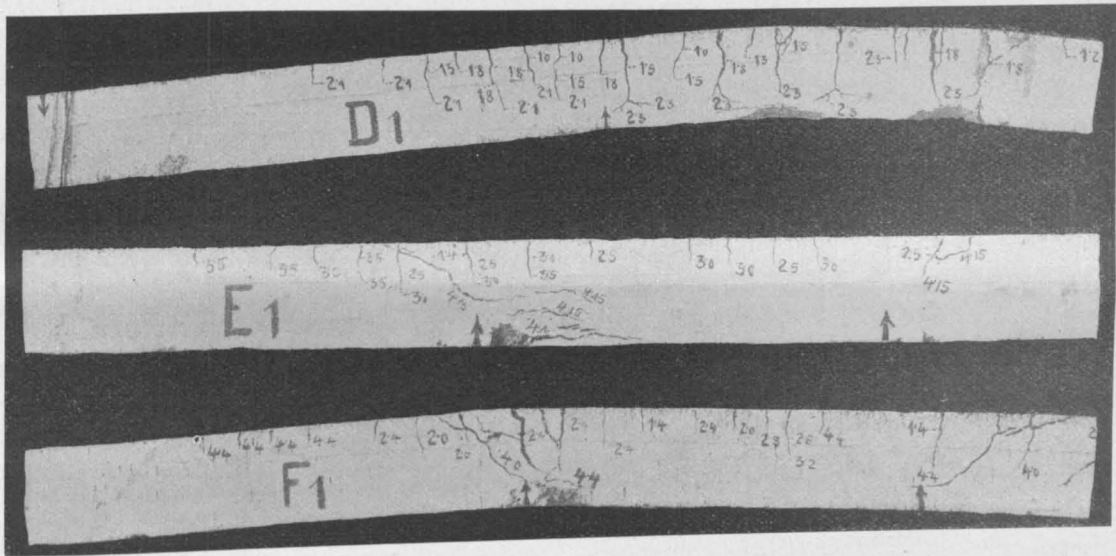
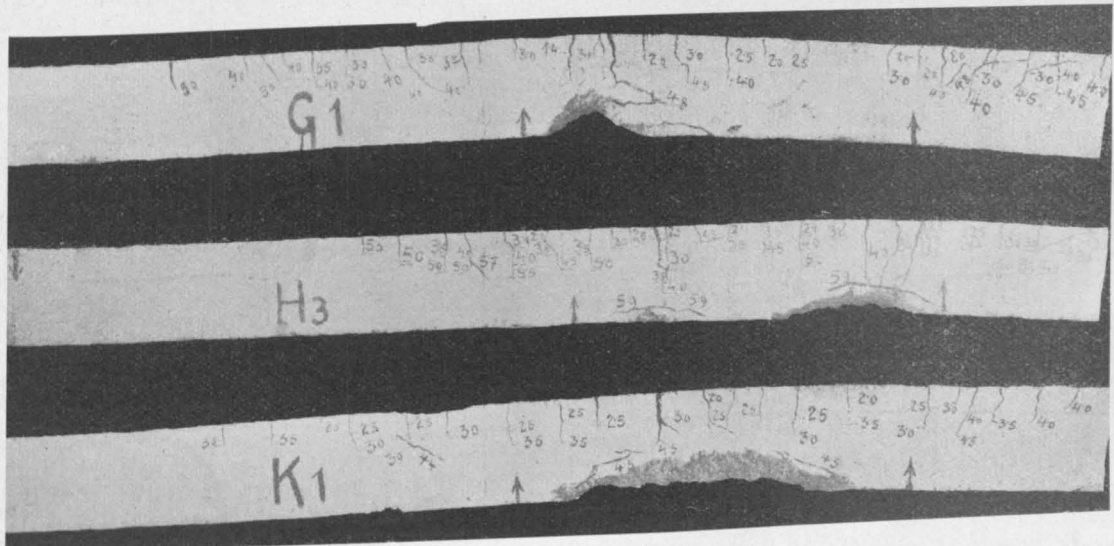


Abbildung 4.



Bruchbilder der geprüften Balken. (Hierzu die Tabelle S. 150.)

im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule in Wien in einer Amsler-Laffon-Maschine, welche je nach Hebeleinschaltung die Messung von Stempellasten bis 5, 10 und 20 t gestattet. Bei der Versuchsdurchführung und Ausrechnung der Ergebnisse wirkte mein Assistent Hr. Ing. von Posch mit.

Beobachtet wurden die Durchbiegungen in Balken-

Abmessungen enthalten und mit ihnen die Spannungen berechnet. Sämtliche Balken brachen in Balkenmitte oder in der Nähe der Stempellasten durch Ueberwindung des Zugwiderstandes der Eisen oder des Widerstandes der Druckzone. Bei den meisten überbewehrten Balken bildeten sich feine schiefe Scherrisse, welche nahe von den Stempeln ausgingen, aber nicht zur Bruchursache wurden.

Tabellarische Zusammenstellungen für Versuchs- Anordnung und -Ergebnisse.

Zusammenstellung der Abmessungen. (Vergleiche nebenstehende Tabelle).

Breite $b = 20$ cm, Höhe $= 25$ cm, Nutzhöhe $h = 22$ cm
Länge $= 430$ cm; f_e = Querschnitt der Zugbewehrung; f_{e1} =
Querschnitt der Druckbewehrung; f_{e2} auf eine Längsbewehrung
vom gleichem Gewicht berechneter Querschnitt der Querbeweh-
rung (Bügel, Umschnürung); $f_{e'} = f_{e1} + f_{e2}$; h' deren Abstand
vom Druckrand; X Abstand der Nulllinie ohne Berücksichtigung
der Druckbewehrung, X' desgleichen mit Berücksichtigung; $n=15$.

*) Bei Berücksichtigung von nur einer Schrauben - Umschnürung.
Die tatsächliche Ganghöhe schwankte bis 8 cm (anstatt der geplanten
von 5 cm).

Auszug aus dem Prüfungsbefund.

Balken	Befund vor dem Versuch	Stempellast P in t				Bruchbild
		1. Biegeiß	1. Scherriß	Strecken	bei Bruch	
A 1	Riß am Stempel in Druckzone	0,70	—	1,35	1,45	Riß über Stempel öffnet sich langsam Risse in Balkenmitte öffnen sich langsam Risse in Balkenmitte; rascher Bruch (Abb. 2)
2	Riß an der Mitte der Druckz.	0,50	—	1,30	1,45	
3	unbeschädigt	0,80	—	—	1,75	
B 1	Riß am Stempel in Druckzone	0,80	—	2,20	2,50	Riß über Stempel erweitert sich langsam Risse in Balkenmitte erweitern sich allmählich (Abb. 2) Desgl., schließlich Zerstörung der Druckzone mit Knall
2	Riß an der Mitte der Druckz.	0,60	—	2,40	2,40	
3	unbeschädigt	0,80	—	2,40	2,50	
C 1	unbeschädigt	0,80	—	2,40	2,50	Mehrere Zugrisse in Balkenmitte erweitern sich allmählich. Durchbiegungen bis 20 cm. Druckzone in Mitte zerstört. (Abb. 2 und 3)
2	"	0,50	—	2,50	2,55	
3	"	0,90	—	2,50	2,60	
D 1	unbeschädigt	1,00	—	2,30	2,50	Risse öffnen sich nur wenig. Abblättern und schließlich Zerstörung der Druckzone in Mitte. (Abb. 3)
2	"	0,70	—	2,30	2,50	
3	"	1,00	—	2,40	2,55	
E 1	unbeschädigt	1,40	4,15	—	4,15	Wie vor; Bruch erfolgt langsam; starke Durchbiegungen. (Abb. 3 und 4) Zugrisse erweitern sich, sonst wie vor.
2	Riß in Mitte	0,75	—	—	3,65	
3	unbeschädigt	1,50	4,20	—	4,50	
F 1	unbeschädigt	1,40	4,00	—	5,50	Außerhalb der Umschnürung liegender Beton wird in Mitte abgesprengt. (Abb. 4)
2	"	0,90	4,20	—	4,80	
3	"	1,50	4,80	5,80	6,00	
G 1	unbeschädigt	1,40	4,00	—	5,60	*) Nach Abfallen der Betonschale entlastet, sodann nochmals belastet; erreichte Höchstlast $P = 3,9 t$. **) Nach Abfallen der Betonschale entlastet, sodann nochmals belastet; erreichte Höchstlast $P = 4,0 t$.
2	"	0,80	4,40	—	5,00	
3	"	1,60	5,00	6,00	6,50	
H 1	unbeschädigt	1,00	4,00	—	4,60 *)	
2	"	0,80	—	—	3,75	
3	"	1,50	4,40	5,70	5,90	
K 1	unbeschädigt	1,20	4,00	—	4,50 **)	
2	"	0,90	—	—	3,50	
3	"	1,20	4,50	5,70	5,80	

Übersicht der Bruchspannungen mit Berücksichtigung des Eigengewichtes. σ_e Spannung im Zugeisen, σ'_e im Druckeisen, σ_b im Beton. $n = 15$.

Bal- ken	Stempel- last P in t	Bie- gungs- moment M in tm	Ohne Rück- sicht auf die Druckeisen		Mit Berücksichtigung der Druckbewehrung		
			σ_e	σ_b	σ_e	σ'_e	σ'_b
A 1	1,45	1,94	2850	119	—	—	—
2	1,45	1,94	2850	119	—	—	—
3	1,75	2,38	3490	145	—	—	—
B 1	2,50	3,51	2700	176	—	—	—
2	2,40	3,36	2580	168	—	—	—
3	2,50	3,51	2700	176	—	—	—
C 1	2,50	3,51	2700	176	2710	910	123
2	2,55	3,58	2760	180	2770	930	125
3	2,60	3,66	2820	183	2820	950	128
D 1	2,50	3,51	2700	176	2710	820	115
2	2,50	3,51	2700	176	2710	820	115
3	2,55	3,58	2760	180	2770	840	117
E 1	4,15	5,98	1920	243	—	—	—
2	3,65	5,23	1680	213	—	—	—
3	4,50	6,51	2090	264	—	—	—
F 1	5,50	8,01	2580	326	2590	1820	233
2	4,80	6,96	2240	283	2250	1580	203
3	6,00	8,76	2820	356	2830	1990	255
G 1	5,60	8,16	2620	331	2670	1730	226
2	5,00	7,26	2330	294	2370	1520	201
3	6,50	9,51	3060	386	3080	2030	263
H 1	4,60	6,66	2150	268	—	—	234
2	3,75	5,39	1730	218	—	—	199
3	5,90	8,61	2770	350	—	—	253
K 1	4,45	6,43	2070	262	—	—	248
2	3,50	5,01	1610	203	—	—	193
3	5,80	8,46	2720	344	—	—	263

Betonbruchspannungen (Biegedruckfestigkeit σ_b des Betons) der überarmierten Balken ($\mu = 4,12\%$).

Serie (Betonorte)	E	F	G	H	K	Mittel σ_b	Größte Abweichung
1	243	233	226	234	248	237	+4,6%
2	213	203	201	199	193	202	+5,5%
3	264	255	263	253	263	260	+1,5%

Die Würfelstärke σ_d wurde nicht ermittelt. Nimmt
man ein Verhältnis $\sigma_b : \sigma_d = 1,3$ an (nach Versuchen des
Oesterreichischen Eisenbeton-Ausschusses schwankt es
von 1—2; vergl. auch Heft 19 des „Deutschen Ausschusses“:
Prüfung von Balken zu Kontrollversuchen), so ist die
Würfelstärke beim Beton der Reihe 1 auf $\sigma_d = 182 \text{ kg/qcm}$
zu schätzen.
" " " " " 2 " " = 155 "
" " " " " 3 " " = 200 "

Die Biegezugfestigkeit des Betons,
berechnet aus den Lasten, bei denen die ersten Risse be-
obachtet sind, und mit Widerstandsmomenten, die sich
aus dem homogenen mit $n = 15$ facher Eiseneinlage ver-
stärkten Querschnitt ergeben, beträgt bei den Balken der
Reihe 1 31,0—36,3, i. M. 34,9 kg/qcm ,
" 2 19,6—21,8, " " 21,3 "
" 3 36,0—42,3, " " 39,2 "

Eisenfestigkeit in kg/qcm (Mittel aus 2 Versuchen)

Durchmesser mm	Streckgrenze	Bruchgrenze	Dehnung	Ein- schnürung
15	2725	3515	37%	74%
20	3180	4275	31%	62%
24	2440 *)	3500	31%	65%

*) Nur ein Versuch.

den. Das Verhalten der Balken ist in dem Auszug aus dem Prüfungsbefund ersichtlich.

Die Bruchspannungen sind unter den üblichen Annahmen mit $n = 15$ berechnet.***) Um den Einfluß der Druckbewehrung auf den Spannungszustand des Betons zu erkennen, sind die Beton-Randspannungen einerseits ohne Rücksicht auf die Druckeisen und andererseits mit Berücksichtigung dieser berechnet. Bei den schraubenumschnürten Balken ist eine Aenderung der Lage der Nulllinie gegen die nicht druckbewehrten Balken nicht angenommen. Die Spannungsreduktion bei der Schrauben-Umschnürung ist wie für Säulen berechnet; der Ab-

**) Die Vergleichsrechnungen mit $n = 10$ zeigten geringere Gleichmäßigkeit, daher sind bloß diejenigen mit $n = 15$ mitgeteilt.

stand der Umschnürung vom Druckrand ist berücksichtigt, indem die empirische Formel zur Anwendung kam:

$$\sigma_b = \sigma_b' (1 + 2 n \mu_u) \cdot \frac{x - h'}{x}$$

σ_b bedeutet die Randspannung beim Bruch ohne Umschnürung der Druckzone, σ_b' die reduzierte Randspannung (Betonfestigkeit). Für $h' = 0$, d. h. Umschnürung am Rande, entsteht die Formel für umschnürte Säulen; für jenen Wert von h' , welcher $\sigma_b = \sigma_b'$ macht, ist der Wert der Umschnürung Null; sie liegt eben dann zu weit vom Rande entfernt. μ_u bedeutet den Anteil des Umschnürungseisens am Volum des umschlossenen Betonkernes.

(Schluß folgt.)

Tresoranlagen in Eisenbeton mit besonderer Panzerung.

Von Dipl.-Ing. S. Zipkes in Zürich. (Schluß.)



us den Betrachtungen in No. 18 geht zur Genüge hervor, daß man bei Anwendung von Eisenbeton mit einer guten und zweckmäßig angeordneten Panzerung Tresoranlagen erstellen kann, die einen wirksamen Schutz gegen Einbruch gewährleisten, nur muß nicht

nur auf die eigentliche Konstruktion, sondern auch auf die Anordnung der Anlage im Gebäude selbst das Augenmerk gerichtet sein.

Aus den in No. 18 vorausgeschickten Abbildungen 13 bis 15 ist die Tresoranlage der Toggenburger Bank in Wil (Schweiz) zu ersehen. Decken, Böden und Wände bestehen aus Beton. Die Panzerung besteht aus gewöhnlichen 8/60 mm starken Eisenstäben. Die Stäbe sind gegen einander geneigt, in Entfernungen von 15 cm angeordnet und durch T-Eisen, Profil 10, geführt. Abbildung 14 gibt die Ansicht der Panzerung wieder. Die gleiche Panzerung ist auch in den Decken und Böden eingelegt worden, wie Abbildung 15 zeigt, welche die montierte Panzerung wiedergibt. Die Ausführung der Panzerung erfolgte durch die Unionkassensfabrik B. Schneider in Zürich, welcher diese Panzerung patentiert ist.

In nebenstehender Abbildg. 19 ist ferner die Panzerhaupttür des Zweiggeschäftes der Züricher Kantonalbank in Winterthur, die durch die gleiche oben erwähnte Fabrik ausgeführt wurde, dargestellt.

Aus den Abbildgn. 20—23 a. f. S. sind einige ältere und neuere Ausführungen der Firma Franz Bauer Söhne A.-G. Zürich zu entnehmen. Die älteren Ausführungen 20 und 21 stellen sogenannte Stahlkammern dar. Zwischen Eisenträger sind eiserne Platten genietet. Nicht selten sind gehärtete Stahlplatten verwendet worden. Gewöhnlich bildet diese Panzerung die innere Begrenzung der Tresoranlage. Böden und Decken sind in ähnlicher Weise mit geraden oder Buckelplatten garniert. Die Stärke der Platten schwankt zwischen 10—20 mm. Eine Anlage mit geraden, zwischen eiserne Träger genieteten Panzerplatten stellt der im Jahre 1898 ausgeführte Tresor der schweizerischen Lebens-Versicherung und Renten-Anstalt (Abbildung 20) dar. Die Panzerung, deren Gewicht 20 t beträgt, bildet die innere Auskleidung einer 80 cm starken Betonmauer. Abbildung 21 zeigt die Stahlkammeranlage der Unfallversicherung Winterthur, die i. J. 1901 mit einem Eisengewicht von 11 t erstellt wurde.

Bei den heute bekannten Verflüssigungsverfahren bilden innere 10—20 mm starke Auskleidungen mit Eisen oder Stahl, wie schon hervorgehoben, allein nicht die geforderte Sicherheit. Nur dem Laien dürfte eine durchgehende Auskleidung mit Panzerplatten eine gewisse Beruhigung verschaffen. Heute wird das Augenmerk darauf gerichtet, sehr starke Wände mit einer außerordentlich starken Armatur zu versehen. Aus der Abbildung 22, die Tresors der „Banca Catolica“ in Parma darstellend, und aus Abbildung 23, welche den Tresor der „Piccolo Credito St. Alberto di Lodi“ wiedergibt, sind neuere Anlagen zu ersehen, bei welchen auf die Anordnung von starken Mauern mit wirksamer Armatur Bedacht genommen wurde.

Immer größer werden die Anforderungen, die an eine gute Panzerung gestellt werden und mannigfach sind die Versuche, Fouché-sichere Platten und Stäbe zu erzeugen.

Wenn es noch nicht gelungen ist, in diesem Sinne vollständige Sicherheit zu erlangen, so ist es doch möglich, ein Material herzustellen, das sehr schwer geschmolzen wird. Für Gitterpanzerungen werden gedrehte Stahlstäbe benutzt, die mit einem schwer schmelzbaren Gemisch von Guß- und Weißeisen umgossen sind, sodaß

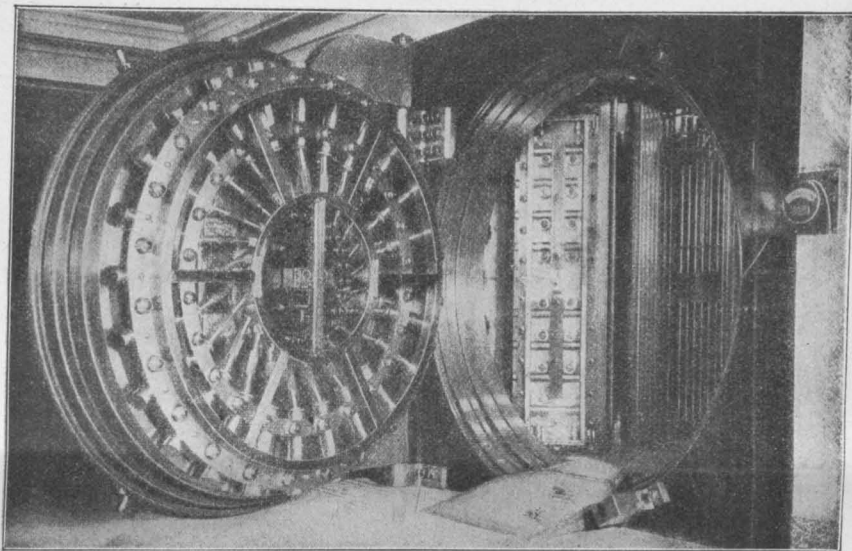


Abbildung 26
(oben).
Runde
Panzer-
tür der
Stahlkammer
der Commercial
Trust Co.
Philadelphia.

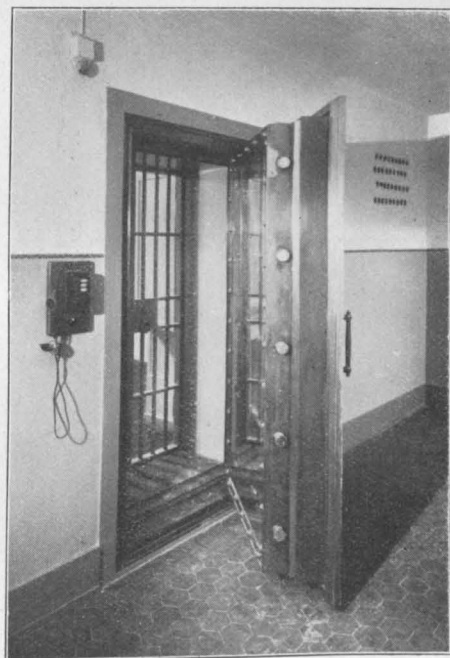


Abbildung 19
(rechts).
Panzer-
haupttür der
Züricher
Kantonal-
Bank
in Winterthur.

der Stab einen kreisrunden Querschnitt (Abb. 24 a. f. S.) erhält. Weil die umgossene Schicht nicht genügend am Stahlkern festhält und abgeschlagen werden könnte, so werden Bolzen durch den letzteren geschlagen. Der Firma Bauer Söhne, A.-G., ist die Erstellung einer derartigen Panzerplatte patentiert. Diese Platte besteht aus einem mit Löchern versehenen Martin Siemens-Stahlkern, wel-

cher mit einem bestimmten Gemisch von Guß- und Weiß-
eisen ummantelt wird. Durch die Löcher der mittleren
Platte bildet sich eine feste Verbindung zwischen den zwei
äußeren Schichten (Abbildung 25), sodaß die letzteren
nicht abgeschlagen werden können. Solche Platten mit

welche in Beton vergossene Eisenträger, einfach oder
verkreuzt gelegt, angeordnet werden. Der Fußboden be-
steht aus einer 1 m starken gepanzerten Beton- oder Eisen-
betonsohle. 50—100 mm starke Panzerplatten werden im
Beton mittels starker Bolzen verankert. Gegen diese
Massen von Beton, Eisen und Stahl dürfte selbst die
vereinigte Anwendung aller oben angeführten Ein-
bruchs-Verfahren erfolglos bleiben, weil hierfür eine
Unmasse von Werkzeugen und eine ziemlich bedeu-
tende Zeit erforderlich wären. Das einzige Angriffsob-
jekt des Tresors könnte nur noch die Tür sein. In
amerikanischen Tresors werden diese neuerdings rund
und mit konzentrischem Riegelwerk eingebaut. Der
Verschluß ist radial und bietet nach allen Richtungen die
gleiche Widerstandsfähigkeit. In Abb. 26 a. S. 151 ist
eine derartige Anlage, wie sie die neue Stahlkammer der Com-
mercial Trust Co. in Philadelphia erhielt, dargestellt.

Fasse ich die verschiedenen Ausführungsarten, die
in den verschiedenen Kulturepochen zur Anwendung
gelangten, zusammen, so ergeben sich folgende Bedin-
gungen, denen eine Tresoranlage zu entsprechen hätte:

1. Zentrale Lage des Tresors im Gebäudekomplex,
um sie von möglichst vielen Seiten zugänglich zu ma-
chen. Verlegen des Tresors in das Keller- oder Erdge-
schoss bei Verwendung einer sorgfältigen Gründung.
2. Zweckmäßige Konstruktion der Wände, Decken
und Böden in Eisenbeton bei Verwendung einer Stärke
von 50—100 cm. Als Schotter ist Schlagschotter aus
harten Gesteinen zu verwenden.

3. Besondere Arma-
tur der Umfassung mit-
tels Stäben, die schwer
zu bohren, brechen,
schneiden, schmelzen
sind (Gitterpanzerung).
4. Besondere innere
oder äußere Plattenpan-
zerung mittels schwer
schmelzbarer 50-100 mm
starker Panzerplatten.
5. Elektrische Alarm-
Vorrichtungen und be-
ständige Ueberwachung



Abbildung 24.
(links)
Abbildung 25.
(unten)

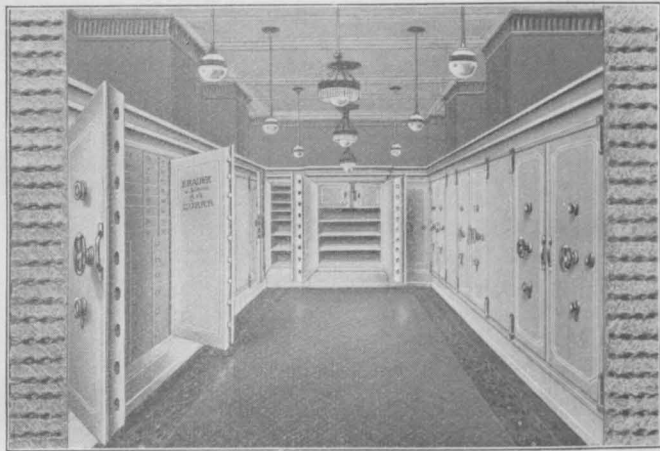
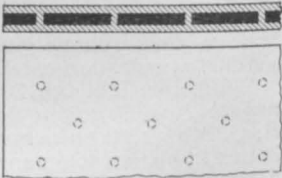


Abbildung 23. Tresoranlage des „Piccolo Credito S. Alberto di Lodi“.

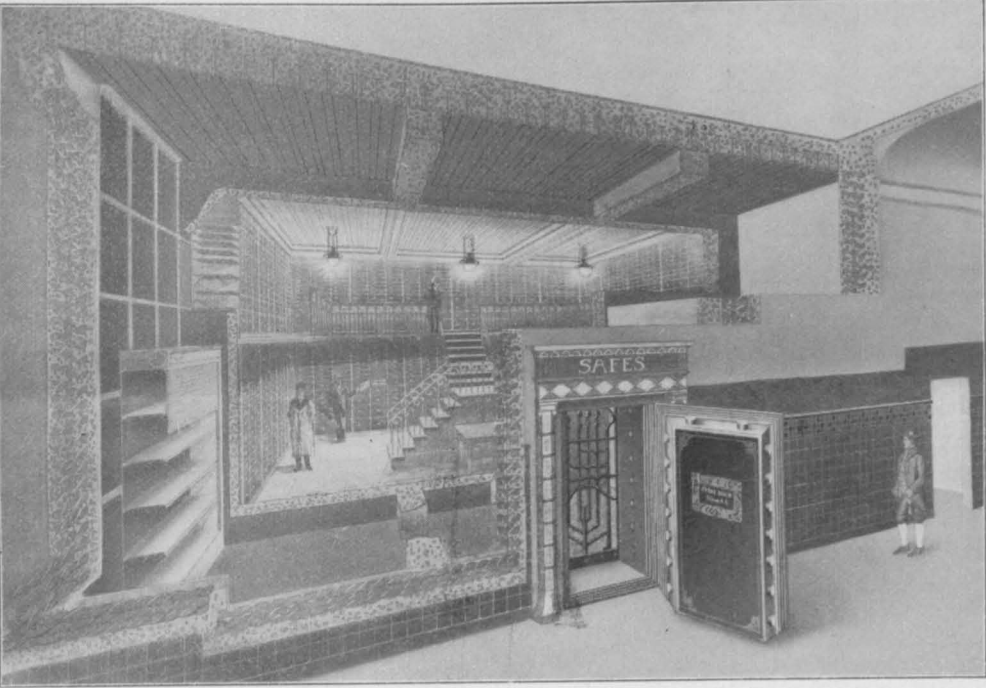


Abbildung 22. Tresoranlage der „Banca catolica“ in Parma.

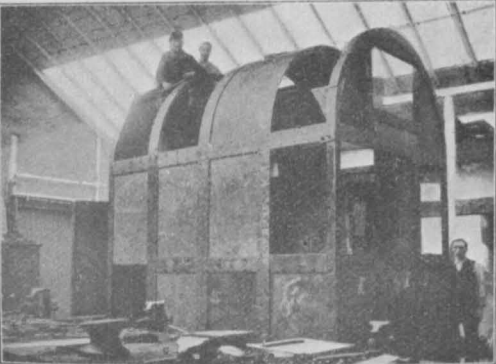
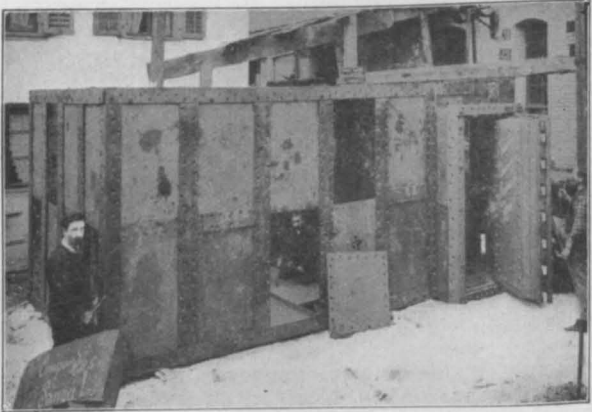


Abb. 20 (rechts)
Tresor des
Schweiz. Ver-
renten-Amt
in Zürich.
Boden 80 cm
stark, Gewicht
der Stahl-
Armatur 20 t.
Erbaut 1898.
Abb. 21 (links)
Tresor der
Unfall-Ver-
sicherungs-
Akt.-Ges.
Winterthur.
Gewicht 11 t.
Erbaut 1901.



einer Stärke von 50, 70, 100 mm bilden einen wirksamen
Schutz auch bei der Bearbeitung mit der Fouché-Flamme.
Viel mehr Wert als auf dem Kontinent wird in Ame-
rika auf eine durchaus sichere Herstellung von großen
Tresoranlagen gelegt. Die amerikanischen Tresoranlagen
werden mit 80—100 cm starken armierten Betonwänden
erstellt, die eine besondere Panzerung erhalten. Die
Decke besteht aus einigen verschiedenen Schichten. Auf
eine Betonschicht folgt eine solche aus Eisenbeton, über

durch das Dienstpersonal oder Wächter und Hund.
Nach diesen Gesichtspunkten geprüft dürften manche be-
stehenden Institute, ohne daß ihre Besitzer davon eine Ah-
nung haben, den Ansprüchen an Sicherheit nicht genügen.
Inhalt: Der Erzilo Pierrevillers. — Versuche über den Wert ver-
schiedener Normalbewehrungen in Eisenbetonbalken. — Tresoranlagen
in Eisenbeton mit besonderer Panzerung. (Schluß.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

No. 20.

Der Erzsilo Pierrevillers.

Von Dipl.-Ing. Max Mayer, Oberingenieur der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt. (Schluß.)



Bei der Ausführung des Hochbaues war in erster Linie für die planmäßige Herstellung des Eisengeflechtes zu sorgen. Indem die Lagerplätze für die gebogenen Eisenstäbe von vornherein gut eingeteilt, genau bezeichnet und streng in Ordnung gehalten wurden, ließ es sich erreichen, daß man jeweils die nötigen Eisen sofort zur Hand hatte. Schwierig war

es bei den Bodenträgern, deren komplizierte Armierung die größte Aufmerksamkeit erforderte und deren gegenseitige Durchdringungen die Montage erschwerten, den Arbeitsgang so zu gestalten, daß sich die Arbeit möglichst einfach abwickelte. Nach verschiedenen Versuchen erwies es sich schließlich doch vorteilhaft, erst die Hauptträger bis auf die Bügel fertig zu flechten und alsdann die Armierung der Nebenträger durchzustecken. Man mußte bei diesem Vorgehen allerdings darauf verzichten, die Bügel des kleinen Trägers auch dort anzubringen, wo derselbe

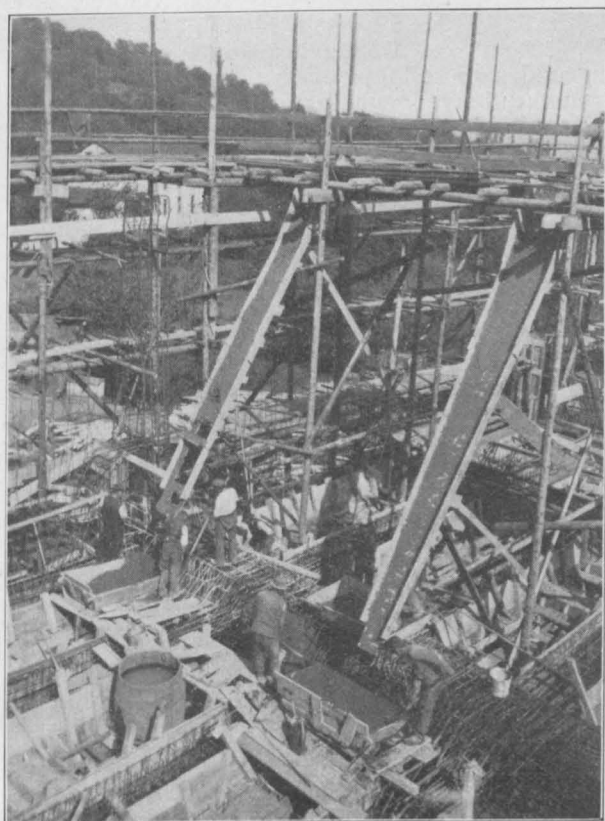


Abbildung 10. Herstellung des Silobodens.

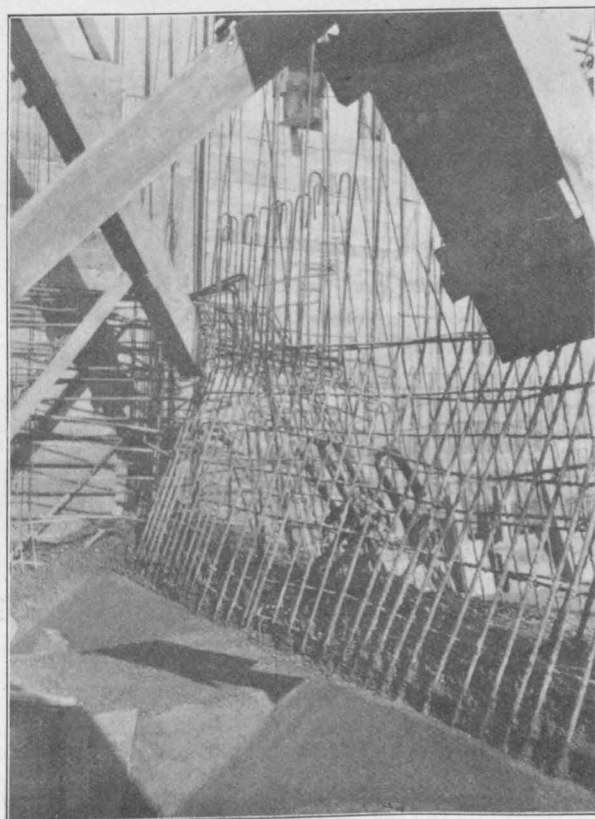


Abbildung 12. Aufstellung der Seitenwände.

infolge der Kreuzung mit dem größeren Träger von Beton umschlossen ist (Vergl. die Abb. 9, S. 148 u. 10).

Im übrigen war schon bei der Ausarbeitung der Einzelheiten des Entwurfes dafür gesorgt worden, daß das Geflecht sich leicht in einzelne Teile entsprechend den Arbeitsperioden zerlegen ließ. In den Fundamenten wurden zunächst korbformige Höhlungen ausgespart, in welche dann das Säulengeflecht gestellt wurde. Die Verbindung der oberen Säulenden mit den Bodenträgern war in der Hauptsache durch Weiterführen der Säuleneisen und in möglichst geringem Maße durch von oben in die Säulen hereingreifende Eisen erzielt worden, sodaß man die Säulen fast bis Unterkante Boden hoch betonieren konnte, ohne neue Eisen montieren zu müssen. Eine richtige Gliederung solcher Anschlüsse ist sowohl für die glatte Abwicklung der Ausführungsarbeit als auch für die Qualität des Betons und der Armierung an diesen Stellen wichtig. (Die Aufstellung der Säulen-Eisen gibt die Abbildung 7, S. 148 wieder.)

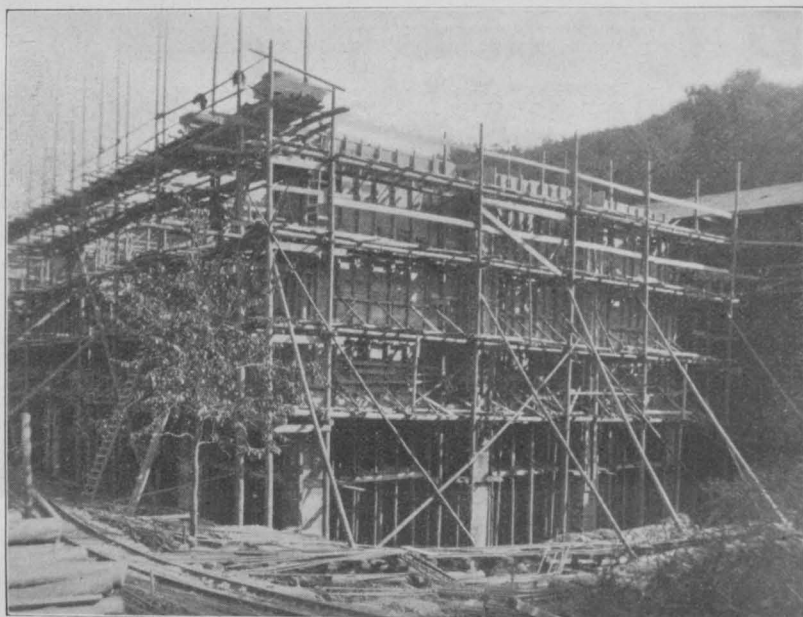


Abbildung 13. Der Silo in der Schalung.

Der Betontransport wurde dadurch vereinfacht, daß ohnedies aus Platzrücksichten das Aufzugsgerüst unmittelbar an die Ecke des Silos gestellt werden mußte; Transmission und Betonmischmaschine kamen natürlich in die nächste Nähe. Für die Gründungen, die Säulen und Laufstege wurde der Beton auf Geländehöhe befördert; von da ab ließ man den Aufzug sofort auf volle Höhe arbeiten und transportierte die Betonkippen auf Oberkante Behälter. Der Beton für den ganzen Boden, also die Hauptmasse, gelangte mittels der auf Abbildung 10 sichtbaren, schrägen Rutschen auf einfachste Weise an seine Stelle. Für die unmerklichen Kosten des höheren Hebentauschte man dabei den großen Vorteil ein, daß man mit einem Mindestbedarf an Gerüst- und Gleisanlagen auskam; die Rutschen wurden jeweils am Abend so umgestellt, wie man sie für den nächsten Tag brauchte. Alles Aussparen von Löchern in den Wänden, öfteres Verlegen und Höherbauen von Gerüsten, Weiterschau-

feln des Betons auf dem unebenen Boden, eine große Reihe von Umständlichkeiten wurden durch diese Anordnung auf die einfachste Weise vermieden.

Die Bauherrschaft hatte verlangt, daß ein Teil des neuen Silos in Benutzung kommen müsse, bevor man den Betrieb in dem danebenstehenden alten Behälter unterbrechen durfte. Deshalb konnte zunächst nur die kleine Zelle am einen Ende ausgeführt werden, während von den großen Zellen ein Teil der Breite samt einer Säulenreihe am Rande offen bleiben und einem Ladegleis Platz lassen mußte. Da sich diese Verhältnisse erst am Platze herausstellten, konnte man bei der Anordnung der Armierung nicht mehr darauf Rücksicht nehmen; es mußten einfach alle überstehenden Eisen hochgebogen werden. Bei dem späteren Zurückbiegen derselben mußten die 30 mm starken Stäbe der Fundamentplatte und der Hauptträger angewärmt werden, um nicht Schaden zu leiden.

Anfang August 1910 hatte man die erste Fundamentplatte betoniert; in den ersten Tagen des Oktober wurde die erste Zelle fertiggestellt. Die letzten Betonarbeiten kamen vor Weihnachten zu Ende. Zur Schonung des noch nicht lange erhärteten Verputzes gebrauchte man die Vorsicht, die Bodenträger vor dem Beschicken der Zellen zunächst mit langsam eingebrachtem Material zu überdecken.

Die Steifigkeit der Konstruktion, wie sie durch die weitgehende Verankerung der einzelnen Teile miteinander erzielt wurde, hat sich bestens bewährt. Wenn ein Zug von Grubenwagen gleichzeitig in eine Zelle entleert wird, so ist auf den Laufstegen unter dem Behälter kaum etwas davon zu spüren. Da die Fortpflanzung des Schalles auf den gleichen elastischen Schwingungen beruht wie die Beanspruchung des Materiales durch die Erschütterungen, so kann man aus dieser Wahrnehmung auf eine günstige Wirksamkeit der gegenseitigen Einspannung und Entlastung der Konstruktionsteile des Silos schließen.

Die unvermeidliche Senkung des Baugrundes ging ohne jede Folge für den Silo vor sich. Nur mußte die Treppenanlage an der einen Stirn, die in der Hauptsache vom Silo auskragt, z. T. aber auch auf einem eigenen kleinen Fundament sitzt, ausgeführt werden, bevor der Silo vollbelastet werden konnte. Begreiflicherweise machte nun dieses getrennte kleine Fundament die Senkung nicht mit; es trat also daselbe ein, wie wenn sich bei festliegendem Silo dieses einzelne Fundament allein nach oben bewegt hätte. An der Verschneidung des unteren Treppenlaufes mit der Laufstegverlängerung klappte ein Betonzugriß an der Unterseite. Da sich die Erscheinung an allen bezüglichen Stellen gleichmäßig einstellte und nach Vollbelastung des Behälters sich nicht mehr steigerte, war ihre Ursache vollkommen klar.

Die Auftragsumme, gegen welche die A. G. Wayss & Freytag die Ausführung übernommen hatte, belief sich ohne Dach, Wipper und Füllschnauzen auf etwa 120 000 M. —

„Winkler'sche Zahlen“ für Streckenlasten.

Von Dipl.-Ing. Dr. Lewe in Dresden.



Wegen der verteilenden Wirkung des Pflasters, der Ueberschüttung oder auch des Trägers selbst kommen anstatt Einzellasten immer Streckenlasten zur Wirkung. Die Momente infolge Einflusses der Streckenlasten sind kleiner als die Momente infolge gleich großer Einzellasten. Bei der Berechnung des einfachen Trägers pflegt man deshalb auch die Verteilung zu berücksichtigen. Für durchlaufende Träger fehlt es noch an Tabellen

der Momente infolge von Streckenlasten. Man ist zu der Ausrechnung komplizierter, nur in wenigen Handbüchern verzeichneter Formeln gezwungen, will man nicht die für die Wirkung von Einzellasten vorliegenden Tabellenwerke*) zum Auftragen von Einflußlinien benutzen.

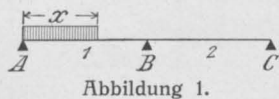
Die nachstehenden Tabellen berücksichtigen nur Träger über 2 und 3 gleichen Oeffnungen; sie geben das ge-

*) Dr. Lederer, Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien; Griot, Tabellen zum Auftragen der Einflußlinien.

suchte Moment nicht unmittelbar an, man muß vielmehr die Tabellenzahlen für den Anfang und das Ende der belasteten Strecke von einander abziehen. Durch diese Anordnung wird gegenüber der unmittelbaren Angabe der Umfang der Tabelle auf den 5,5ten Teil herabgesetzt und gleichzeitig eine leichte Interpolation der Werte ermöglicht.

Die Belastung erstrecke sich von der linken Stütze auf eine Länge x . Bezeichnen große Buchstaben A, B, C usw. die Stützen, die Ziffern 1, 2, 3 usw. die Felder und tragen die Momente M die entsprechenden Indices, so führt die Anwendung des Clapeyron'schen Dreimomenten-Satzes zu den Gleichungen:

I. Träger über 2 gleichen Oeffnungen
(Abbildung 1):



$$4 M_B \cdot l + \frac{p}{l} \int_0^x x (l^2 - x^2) dx = 0$$

woraus bei $\frac{x}{l} = \xi$ wird: $M_B = -\frac{pl^2}{8} \left[\xi^2 - \frac{1}{2} \xi^4 \right]$

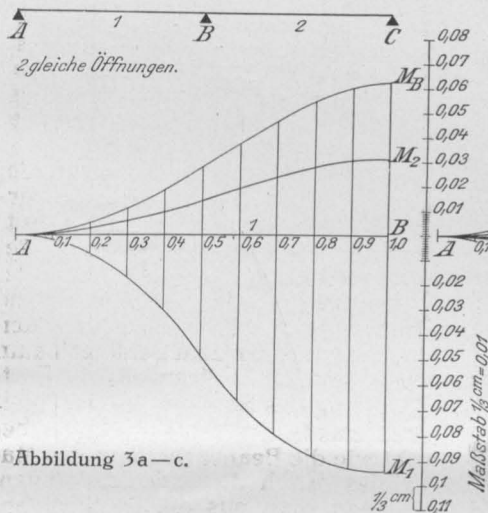
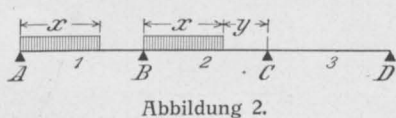


Abbildung 3 a-c.

$$M_1 = M_{01} + \frac{M_B}{2}; \quad M_2 = \frac{M_B}{2}$$

wenn M_1 das Moment in der Mitte des Feldes 1, M_{01} das gleiche Moment bei freier Auflagerung bedeutet.

II. Träger über 3 gleichen Oeffnungen bei Belastung des Feldes 1 (Abb. 2):



$$4 M_B \cdot l + M_C \cdot l + \frac{p}{l} \int_0^x x (l^2 - x^2) dx = 0$$

$$M_B \cdot l + 4 M_C \cdot l = 0$$

bei Belastung des Feldes 2:

$$4 M_B \cdot l + M_C \cdot l + \frac{p}{l} \int_y^l y (l^2 - y^2) dy = 0$$

$$M_B \cdot l + 4 M_C \cdot l + \frac{p}{l} \int_0^x x (l^2 - x^2) dx = 0$$

wo $y = l - x$ ist.

Durch Elimination der M_B und M_C und Auswertung der Integrale erhält man:

Bei Belastung des Feldes 1

$$M_B = -\frac{2}{15} pl^2 \left[\xi^2 - \frac{1}{2} \xi^4 \right], \quad M_C = \frac{pl^2}{30} \left[\xi^2 - \frac{1}{2} \xi^4 \right],$$

bei Belastung des Feldes 2, wenn $\eta = \frac{y}{l}$:

$$M_B = -\frac{pl^2}{30} \left\{ 4 \left[(1 - \eta^2) - \frac{1}{2} (1 - \eta^4) \right] - \left[\xi^2 - \frac{1}{2} \xi^4 \right] \right\}$$

$$M_C = -\frac{pl^2}{30} \left\{ 4 \left[\xi^2 - \frac{1}{2} \xi^4 \right] - \left[(1 - \eta^2) - \frac{1}{2} (1 - \eta^4) \right] \right\}$$

Nennt man M_{01} und M_{02} die Momente des Trägers auf

2 Stützen im Felde 1 und 2, so werden die Momente in Feldmitten:

$$M_1 = M_{01} + \frac{M_B}{2}; \quad M_2 = \frac{M_B + M_C}{2}; \quad M_3 = \frac{M_C}{2}.$$

Feld 2 belastet:

$$M_1 = \frac{M_B}{2}; \quad M_2 = M_{02} + \frac{M_B + M_C}{2}; \quad M_3 = \frac{M_C}{2}.$$

Für Momente an anderen Stellen gilt bekanntlich:

$$M = M_0 + M_l + (M_r - M_l) \xi,$$

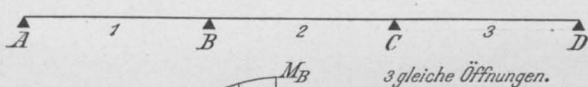
wo M_r und M_l die Momente an der rechten und an der linken Stütze, mit M_0 das Moment des einfachen Trägers bezeichnet wird. Für die Querkraft gilt

$$Q = Q_0 + \frac{M_r - M_l}{l}.$$

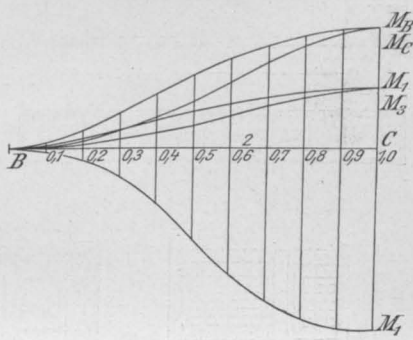
Beispiel. Der Druck des Vorderrades einer Chaussee-Walze beträgt 10^4 und verteilt sich auf eine Breite von $1,06 + 2 \cdot 0,25 = 1,56$ m. Ist $l = 1,80$ m, so erzeugt die Walze ein Moment M_1 im Endfelde.

$$M_1 = (0,090824 - 0,001193) \frac{10\,000}{1,56} \cdot 1,8^2 = 1860 \text{ mkg.}$$

Die beiden Zahlen 0,090824 und 0,001193 sind die



3 gleiche Oeffnungen.



Träger über mehreren gleichen Oeffnungen. Einfluß von Streckenlasten.

Träger über 2 gleichen Oeffnungen.

x/l	Feld 1 auf eine Strecke x von A aus belastet.		
	M_B	M_1	M_2
0,0	-0,000 000	-0,000 000	-0,000 000
0,1	-0,001 244	-0,001 878	-0,000 622
0,2	-0,004 900	-0,007 550	-0,002 450
0,3	-0,010 744	-0,017 128	-0,005 372
0,4	-0,018 400	-0,030 800	-0,009 200
0,5	-0,027 544	-0,048 828	-0,013 672
0,6	-0,036 900	-0,066 550	-0,018 450
0,7	-0,046 244	-0,079 378	-0,023 122
0,8	-0,054 400	-0,087 800	-0,027 200
0,9	-0,060 440	-0,092 378	-0,030 122
1,0	-0,062 500	-0,093 750	-0,031 250

Träger über 3 gleichen Oeffnungen.

x/l	Feld 1 auf eine Strecke x von A aus belastet.				
	M_B	M_C	M_1	M_2	M_3
0,0	-0,000 000	0,000 000	0,000 000	-0,000 000	0,000 000
0,1	-0,001 328	0,000 332	0,001 836	-0,000 498	0,000 166
0,2	-0,005 227	0,001 307	0,007 386	-0,001 961	0,000 654
0,3	-0,011 460	0,002 865	0,016 770	-0,004 298	0,001 433
0,4	-0,019 627	0,004 907	0,030 186	-0,007 361	0,002 454
0,5	-0,029 168	0,007 292	0,047 916	-0,010 738	0,003 646
0,6	-0,039 360	0,009 840	0,065 320	-0,014 760	0,004 920
0,7	-0,049 328	0,012 332	0,077 836	-0,018 498	0,006 166
0,8	-0,058 027	0,014 507	0,085 986	-0,021 761	0,007 254
0,9	-0,064 260	0,016 065	0,090 370	-0,024 098	0,008 033
1,0	-0,066 667	0,016 667	0,091 667	-0,025 000	0,008 333

Feld 2 auf eine Strecke x von B aus belastet

x/l	M_B	M_C	M_1	M_2	M_3
0,0	-0,000 000	-0,000 000	-0,000 000	0,000 000	-0,000 000
0,1	-0,002 075	-0,000 725	-0,001 038	0,001 101	-0,000 363
0,2	-0,007 333	-0,003 667	-0,003 667	0,004 800	-0,001 533
0,3	-0,014 475	-0,007 125	-0,007 238	0,011 699	-0,003 563
0,4	-0,022 400	-0,012 600	-0,011 200	0,022 500	-0,006 300
0,5	-0,030 208	-0,019 792	-0,015 104	0,037 500	-0,009 896
0,6	-0,037 200	-0,027 600	-0,018 600	0,052 800	-0,013 600
0,7	-0,042 875	-0,035 525	-0,021 438	0,065 299	-0,017 763
0,8	-0,046 933	-0,042 667	-0,023 467	0,070 200	-0,021 333
0,9	-0,049 275	-0,047 925	-0,024 638	0,073 899	-0,023 963
1,0	-0,050 000	-0,050 000	-0,025 000	0,075 000	-0,025 000

durch Interpolation gewonnenen „Winkler'schen Zahlen“ an den Stellen $\xi_1 = 0,065$, $\xi_2 = 0,0935$, da

$$\xi_2 - \xi_1 = 0,87 = \frac{1,56}{1,80} \text{ ist.}$$

Die vorstehenden Kurventafeln ermöglichen es, die

„Winkler'schen Zahlen“ auch unmittelbar mit dem Zirkel abzugreifen. Der Koeffizient, mit dem pl^2 multipliziert werden muß, um das Moment für die sich von ξ_1 bis ξ_2 erstreckende gleichmäßig verteilte Last p zu ergeben, stellt sich dann dar als die Differenz der Kurvenordinaten an den Stellen ξ_1 und ξ_2 . —

Die Neubauten der Tenderwerkstatt und Hammerschmiede auf Bahnhof Oels in Schlesien.

Von Karl Schaaf, Oberingenieur der Eisenbetonbau-Gesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau.

Seit Jahren hat die kgl. preuß. Eisenbahn-Verwaltung zwar ebenso wie andere Behörden den Eisenbeton in mannigfacher Weise zur Anwendung gebracht, doch geschah das meist nur für die Herstellung von Deckenkonstruktionen, Wege-Ueberführungen, Gleis-Untertunnelungen und Bahnsteighallen.

Abweichend hiervon wurden auf dem Bahnhof Oels i. Schl. (Eisenbahndirektionsbezirk Breslau) unter der Leitung des Reg.-Baumeisters Poesentrup erstmalig (?) die Red.) große Hallenbauten in Eisenbeton hergestellt. Für diese Entschliebung war vor allen Dingen die Möglichkeit maßgebend, schwache Abmessungen für die sehr langen und hohen Umschließungswände, die ohne Längs- und Querversteifung zwischen Fundament und Dachhaut hergestellt sind, wählen zu können. Ferner hatte man in dem Beton, bezw. Eisenbeton ein Baumaterial, welches weder innen noch außen geputzt werden mußte, und daher für den vorliegenden Fall besonders geeignet erschien. Bekanntlich bedürfen bei Werkstatt- und Lokomotiv-Hallenbauten die Putzflächen, wenn sie einigermaßen in Ordnung sein sollen, einer dauernden Unterhaltung, was nicht unwesentliche Kosten verursacht. Durch die Anwendung von Beton und Eisenbeton fallen auch die sonstigen Ausgaben, welche zur Instandhaltung von Bauwerken aus Eisen, Stein usw. notwendig sind, vollständig aus.

Die in den Abbildungen 1–4 wiedergegebene Tenderwerkstatt und die durch Abbildungen 5–8 in der Gesamtanordnung dargestellte Hammerschmiede wurden von der Firma Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau in den Jahren 1910 und 1911 hergestellt. Die Tenderwerkstatt hat äußere Seitenabmessungen von $42 \cdot 73,46 \text{ m}$ und ist in einzelne Eisenbeton-Pfeiler aufgelöst, an welche sich beiderseits dünne und schmale Eisenbetonwänden anschließen. (Vergl. den Grundriß Abbildung 3 und die Einzelheiten Abbildungen 9 u. 10). Jeder Pfeiler ist für sich gegründet und durch Betongurtbogen unter Gelände verbunden. (Abbildungen 9 und 10.) Diese Gurtbogen dienten auch gleichzeitig als Unterkonstruktion für die zwischen die Pfeiler eingestampften Eisenbeton-Fensterbrüstungen. Zum Zwecke der Ausdehnungsmöglichkeit wurden in dem Gebäude zwei vollständig durchgehende Fugen angeordnet und zwar dergestalt, daß der Anschluß der Brüstung an den Pfeiler mit versetzter Fuge erfolgt, ebenso der Anschluß des Fenstersturzes, der mit freiem, beweglichem Auflager auf den Pfeilern aufliegt. (Vergl. Abbildung 11.) Von

hier aus durch das Dach hindurch reichend ist ein kurz auskragender Teil als Konsol ausgebildet, und der übrige Teil der Deckenplatte lagert auf diesem frei auf. Auf diese Weise sind die Betonkonstruktionen des Gebäudes in drei



Abbildung 13. Tenderwerkstätte, im Eisenbeton-Rohbau fertig.

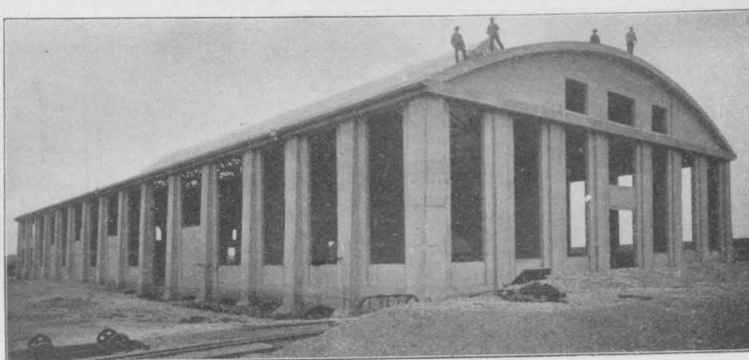


Abbildung 14. Hammerschmiede, im Eisenbeton-Rohbau fertig.

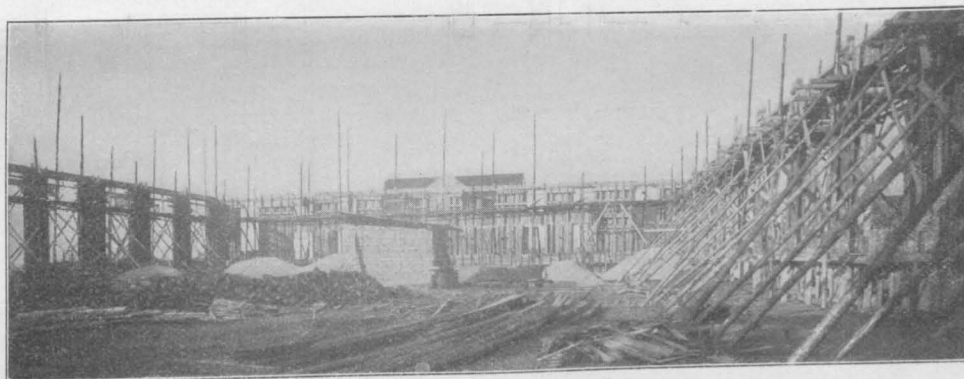


Abbildung 15. Hammerschmiedewährend der Ausführung. Blick ins Innere.

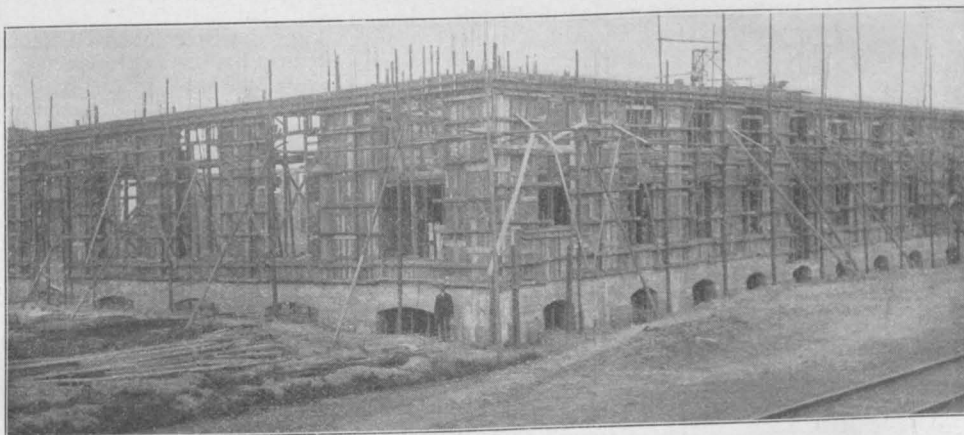


Abbildung 16. Desgleichen von außen nach Aufstellung der Schalung.

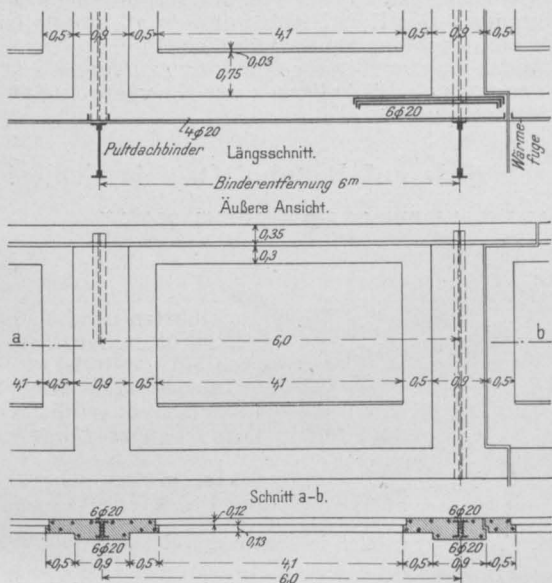


Abbildung 11. Anordnung der Ausdehnungsfugen.

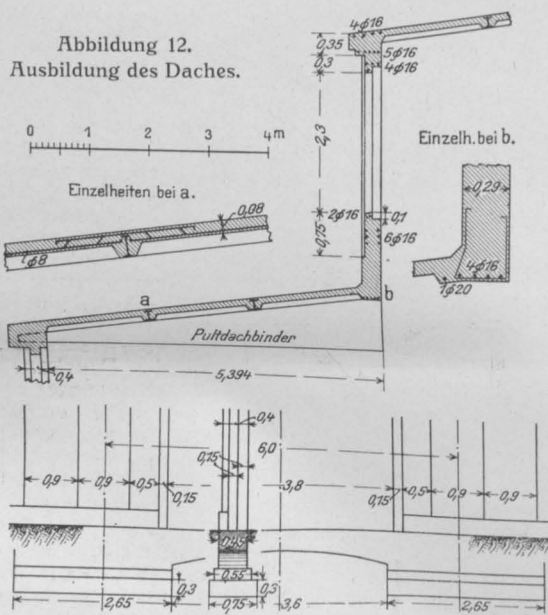


Abbildung 9. Fundament-Ausbildung.

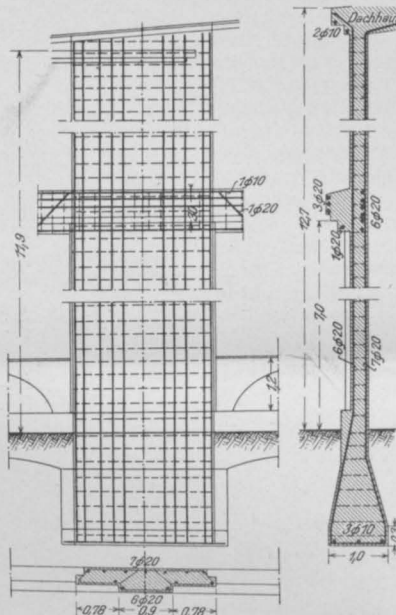


Abbildung 10. Pfeiler-Armierung.

unabhängige Teile zerlegt, welche wohl gegenseitig dicht schließen, doch völlig freie Bewegungsmöglichkeit gegenüber Temperatureinflüssen haben. Die Dachdecke ist zwischen T-Träger von i. M. 2,1 m Abstand, welche auf Fachwerkträgern ruhen, eingesetzt. (Abb. 12.) Auch diesen letzteren wurden auf einer Seite ihres Auflagers genügend Raum gewährt, um sich entsprechend ausdehnen zu können. Zu diesem Zweck sind in den Eisenbetonwandpfeilern Auflager-Aussparungen gelassen, in welchen die Eisenträger mit genügendem Bewegungsspielraum einfach frei aufgelegt sind. Zur Erreichung geringerer Belastung der eisernen Dachbinder wurde auf Veranlassung der Baubehörde der Beton für die Dachhaut unter Zusetzung von Bimskies hergestellt und zwar im Mischungsverhältnis von 1 T. Zement, 2 T. Sand und 2 T. Bimskies.

Nach Fertigstellung aller Eisenbetonarbeiten wurden sämtliche außen sichtbare Flächen gestockt und die Kanten scharriert. Abbildung 13 zeigt die äußere Ansicht dieses Bauwerkes nach der Fertigstellung der Stock- und Scharrierarbeiten. Die Innenseiten wurden allenthalben ohne vorherige besondere Bearbeitung des Betons einfach mit Kalkmilch weiß gestrichen.

In gleicher Weise wie das zuvor beschriebene Bauwerk wurde auch die in den Abbildungen 5–8 in der Uebersicht, Abbildung 14 im fertigen Rohbau dargestellte Hammerschmiede von der anfangs erwähnten Firman in Beton, bzw. Eisenbeton hergestellt. Wie aus den Abbildungen zu er-

sehen ist, sind auch hier auf den größten Teil der Längswände keinerlei innere Versteifungswände vorhanden, und im Gegensatz hierzu die Querschnittabmessungen der Pfeiler und Wände recht geringe. Die Berechnung erfolgte unter Zugrundelegung eines Winddruckes von 75 kg/qm und für eine Schneelast von 125 kg/qm .

Die Abbildungen 15 und 16 geben das Bauwerk während der Ausführung von innen und außen wieder.

Auf Grund der gemachten Erfahrungen bei der Herstellung dieser Bauwerke hat sich die ausführende Behörde entschlossen, auch alle übrigen auf Bahnhof Oels noch notwendigen Betriebsbauten in Eisenbeton auszuführen. —

Versuche über den Wert verschiedener Normalbewehrungen in Eisenbetonbalken.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger in Wien. (Schluß.)

b. Deutung der Versuche.

Die Versuche zeigen, daß die Tragfähigkeiten der Balken A (mit Ausschluß von A 3) (0,8%), B, C und D (1,61%) bei einer Eisenbeanspruchung von durchschnittlich $\sigma_e = 2740 \text{ kg/qcm}$ erschöpft waren. Dieser Wert übersteigt um Weniges die ermittelte Streckgrenze von 2725 kg/qcm . Die Tragfähigkeiten der gleich stark zugbe-
wehrt Balken B, C und D (1,61%) waren annähernd die gleichen, ob die Druckzone unbewehrt war (B) oder Längseisen ohne (C), oder mit Verankerung (D) enthielt. Auch die verschiedenen Betonfestigkeiten (Reihe 1: Biegedruckfestigkeit 237, Reihe 2: 202, Reihe 3: 260 kg/qcm i. M.) waren ohne Einfluß.

Die überarmierten Balken E bis K (4,12%) zeigten je nach der Güte des Betons und Druckbewehrung verschiedene Tragkraft. Die Bruchursache war (mit Ausnahme von vier Versuchskörpern zweifellos) die Ueberwindung des Widerstandes der Druckzone. Diese Balken gestatten daher die Errechnung der Biegedruckfestigkeit des Betons. Die Abweichungen der Einzelwerte vom Mittelwert jeder Reihe sind, wie aus der Zusammenstellung S. 150 ersichtlich, gering; daraus kann geschlossen werden, daß das übliche Rechenverfahren (mit $n=15$) zur Bewertung der Druckverstärkung in den untersuchten Balken zutrifft. Die Bügelverankerung erhöhte die Tragfähigkeit in dem ihrem Gewicht entsprechenden Maß. Die

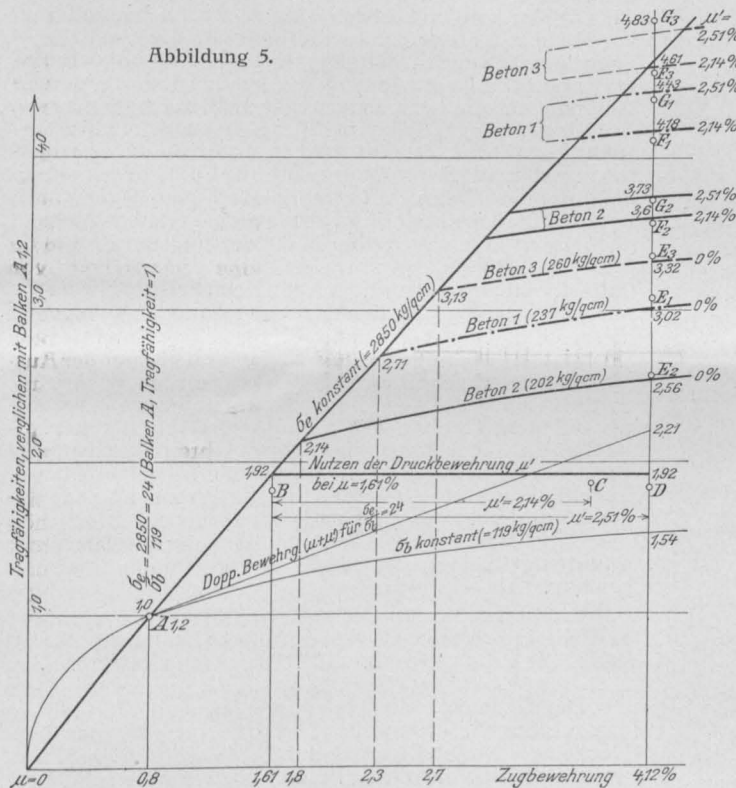
Lage und Stärke der Druckeinlagen ist von großem Einfluß auf die Tragfähigkeit. Bemerkenswert ist die Wirkung der Schrauben-Umschnürung. Die Balken mit zwei Schrauben-Bewehrungen (K) sind bei größerem Eisen-Aufwand weniger tragfest, als jene mit einer Umschnürung (H). Bei der Berechnung der reduzierten Spannungen ist bloß eine Schrauben-Bewehrung berücksichtigt. Nach Abfallen der äußeren Schale erfolgte bei den Balken H 1 und K 1 eine abermalige Belastung bis 3,9 und 4 t. Die zugehörigen Randpressungen sind 363 und 336 kg/qcm, denen reduzierte Spannungen von 217 und 231 kg/qcm (gegen 237 kg/qcm i. M. aus allen Balken der Reihe 1) entsprechen. Daraus ist zu schließen, daß die Umschnürung der Druckzone in den untersuchten Balken annähernd die gleiche Festigkeitsvermehrung bewirkt, wie sie bei Berechnung umschnürter Säulen angenommen wird.

In der Abbildung 5 erscheinen die Tragfähigkeiten der verschiedenen bewehrten Balken nach den Versuchen dargestellt. Die Tragkraft der Balken A 1, 2 ist als Einheit angenommen (Bruchspannungen $\sigma_e = 2850$, $\sigma_b = 119 \text{ kg/qcm}$). Hieraus ist zu erkennen, welchen Einfluß die Stärke der Zugseilen, welche Bedeutung die Festigkeit des Betons und der Druckzone besitzt und wann eine Druckbewehrung wertlos ist oder die Tragfähigkeit erhöht. Zum Vergleich ist die Kurve eingezeichnet, deren Ordinaten die Tragkraft bei konstantem Betondruck ($\sigma_b = 119 \text{ kg/qcm}$) und wachsender Zugbewehrung darstellen; außerdem

eine von A ausgehende Gerade für mit dem Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2850}{119} = 24$ konstruierte zug- und druckbewehrte Balken, wobei die Abszissen die Summe der rechnerisch erforderlichen Zug- und Druckbewehrung, die Ordinaten die rechnungsmäßigen Tragfähigkeiten darstellen. Die in Abbildung 6 unterhalb der Abszissenachse liegenden schiefen Geraden geben die rechnungsmäßig notwendigen Druckarmierungen μ' für die Zugeinlagen $\mu = 0,8\%$ ($\sigma_b = 119 \text{ kg/qcm}$), $1,8\%$ (202 kg/qcm), $2,3\%$ (237 kg/qcm) und $2,7\%$ (260 kg/qcm) für eine konstante Eisenspannung ($\sigma_e = 2850 \text{ kg/qcm}$). Die zu $\mu = 0,8\%$ gehörige Linie stellt die erforderliche Druckbewehrung nach den preußischen und österreichischen Vorschriften dar. Aus ihr ist ersichtlich, wie groß die Eisenverschwendung — ohne Erhöhung der Tragkraft (also des Sicherheitsgrades) — gegenüber dem tatsächlichen Bedarf an Eisen ist.

Eine Druckbewehrung hat in Balken mit Rechteck-Querschnitt erst dann einen Nutzen, wenn die Zugbewehrung $\mu = 0,75 \ 1,70 \ 2,70 \ 3,60\%$ und die Biegedruckfestigkeit . . $\sigma_b = 114 \ 193 \ 262 \ 325 \text{ kg/qcm}$, oder die Würfel-Festigkeit (mit $\frac{\sigma_b}{\sigma_d} = 1,3$) $\sigma_d = 88 \ 150 \ 200 \ 250 \text{ kg/qcm}$.

Ein z. B. mit $1,9\%$ zugbewehrter Balken ist tragfähiger als ein mit 4% zug- und druckbewehrter Balken, sofern nur der Beton eine Biegedruckfestigkeit von 207 kg/qcm



(Würfel Festigkeit mit obigem Verhältnis etwa 160 kg/qcm) besitzt. (Erforderliche Druckbewehrung bei $\frac{\sigma_e}{\sigma_d} = 24$ ist $\mu' = 2,4 \mu - 1,92$, woraus für $\mu + \mu' = 4,0$ die Zugbeweh-

runge $\mu = 1,75$ und $\mu' = 2,25\%$). Eine praktische Ausnutzung dieser Tatsache ist aber nur dann möglich, wenn bei stärkeren Zugbewehrungen auch eine höhere Beanspruchung des Betons zugelassen wird.

Ein Balken aus Beton mit 207 kg/qcm Biegedruckfestigkeit (etwa 160 kg/qcm Würfel Festigkeit) besitzt dreifache Sicherheit, wenn bei

$\mu = 0,75, 1,00, 1,25, 1,50, 1,75, 2,00, 2,50, 3,00, 4,00\%$
 $\sigma_b = 40, 48, 55, 63, 69, 69, 69, 69, 69 \text{ kg/qcm}$
 und $\sigma_e \approx 1000, 1000, 1000, 1000, 1000, 920, 790, 700, 560 \text{ kg/qcm}$.

Schüle schlägt für die zulässige Betonpressung in Rechteckbalken die Formel vor: $\sigma_b = 40 + 0,05(1200 - \sigma_e)$, $\sigma_{b \text{ max}} = 70$ (für $\sigma_e = 600 \text{ kg/qcm}$, d. i. $3,7\%$ Eisen). Vergl. die schweizerischen und französischen Vorschriften.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen mit Rechteckbalken sind wie folgt zusammenzufassen:

1. Die Tragfähigkeit schwach und mittelstark bewehrter Balken ist durch den Zugwiderstand der Eisen begrenzt; der Zugwiderstand reicht nicht wesentlich über die Streckgrenze des Eisens; diese ist daher maßgebend, nicht die Zugfestigkeit.

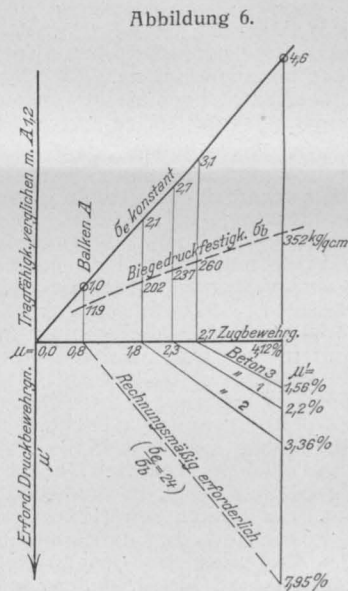
2. Bei der in der Praxis meist üblichen schwachen Bewehrung (unter 1%) wird die Festigkeit mittelguten Betons nur unvollkommen ausgenutzt.

3. Eine Verstärkung der Druckzone durch Eiseinlagen, in bis mittelstark (bis 2%) zugbewehrten Balken, wie sie bei beschränkter Bauhöhe die Praxis anwendet, ist insoweit wertlos, als der Beton wenigstens mittlere Güte besitzt ($170 - 180 \text{ kg/qcm}$ Würfel Festigkeit).

4. Jede Verstärkung der Zugzone erhöht die Tragfähigkeit. Die praktische Ausnutzung dieser Tatsache ist aber nur bei Erhöhung der zulässigen Pres-

sungen mit wachsender Zugbewehrung möglich.

5. Die Tragfähigkeit stark bewehrter Balken ($2 - 4\%$) hängt vom Widerstand der Druckzone ab, in erster Linie also von der Druckfestigkeit des Betons. Der Widerstand wird durch Längseisen, Bügel oder Umschnürung in jenem Maße erhöht, das durch die übliche Berechnung doppelt bewehrter Balken (mit Einschluß der Bügel) bei $n = 15$ oder $2n$ für die Umschnürung erhalten wird.



6. Da die Praxis aus wirtschaftlichen Gründen Balken mit mehr als 2% Zugbewehrung nur selten anwendet, so liegt in der Regel auch keine in den Tatsachen begründete Veranlassung zur Anwendung der doppelten Bewehrung vor. —

Literatur.

Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Direktor der Fa. Wayss & Freytag A.-G. IV. vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 742 Textabbildungen, 3 Anhängen und 4 Tabellen. Mit Versuchen und Bauausführungen der Fa. Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H., Herausgeber der I. und II. Auflage. Stuttgart 1912, Verlag Konrad Wittwer, Pr. geb. 18 M. —

Die neue Auflage des trefflichen Werkes, das seinen hervorragenden Platz in der überreichen deutschen Eisenbeton-Literatur erfolgreich behauptet und in seiner klaren Darstellung und Ableitung der statischen Wirkungsweise der Eisenbeton-Konstruktionen auf Grund einer kritischen Würdigung des umfangreichen Versuchsmaterials kaum von einem anderen Werke erreicht wird, zeigt eine sehr wesentliche Umgestaltung gegenüber der i. J. 1908 erschie-

nenden 3. Auflage. Schon rein äußerlich kommt das darin zum Ausdruck, daß sich der Umfang sowohl hinsichtlich des Textes wie des reichen und sorgfältig ausgewählten Abbildungsmaterials etwa verdoppelt hat. Die Einteilung in einen theoretischen und einen Beispielteil nebst einem Anhang, der amtliche Vorschriften bzw. Tabellen enthält, ist dabei erhalten geblieben, ebenso wie die Beschränkung auf vorwiegend von der Fa. Wayss & Freytag ausgeführte Beispiele, die sich aus der ursprünglichen Bestimmung des Werkes und dem besonderen Anteil rechtfertigen läßt, den die genannte Firma an dem deutschen Eisenbetonbau besitzt. Die bessernde Hand des Autors zeigt sich in fast allen Kapiteln, die im übrigen im wesentlichen der früheren Einteilung des Stoffes entsprechen, naturgemäß aber sind die Umarbeitungen und Erweiterungen am bedeutendsten in denjenigen Abschnitten, bei denen neue Anschauungen aus dem inzwi-

schen mächtig angewachsenen Versuchsmaterial gewonnen werden konnten. Es gilt das namentlich von den Abschnitten, die den Gleitwiderstand, die Tragfähigkeit der Säulen, Biegungsversuche, Biegung mit Achsialdruck und vor allem den Einfluß der Schubkräfte behandeln.

Schon der Abschnitt, der den Materialien, d. h. dem Eisen und dem Beton gewidmet ist, zeigt einige Erweiterungen, aus denen besonders hingewiesen sei auf die neuen Untersuchungen in Stuttgart und Zürich, welche zahlenmäßigen Aufschluß geben über das Schwinden bzw. das Quellen des Betons beim Erhärten an der Luft bzw. im Wasser. Mörsch kommt zu dem Ergebnis, daß der Einfluß des Quellens auf die inneren Spannungen überhaupt nicht, das Schwinden nur bei statisch unbestimmten Konstruktionen berücksichtigt zu werden brauche, wo die Wirkung sich, ebenso wie eine Temperaturabnahme auch auf die statisch unbestimmten Reaktionen geltend macht.

Wesentlich umgestaltet ist der Abschnitt über achsiale Druckbeanspruchung namentlich auch hinsichtlich der Heranziehung neuen Versuchsmaterials, besonders der Säulen-Versuche der französ. Kommission, des „Deutschen Ausschusses“ und der Fa. Wayss & Freytag (mit spiralarmierten Säulen)¹⁾. Verfasser kommt auf Grund der Versuche zu dem Ergebnis, daß die Berechnung der Säulen zweckmäßig für das Bruchstadium erfolge, bei welchem die Längseisen bis zur Quetschgrenze ausgenutzt sind. Die Eisenspannung bleibe dann nach Erreichung der Quetschgrenze auf dieser Spannungsstufe stehen, bis bei weiter zunehmender Last der Bruch des Betons erfolgt. Er empfiehlt für die Berechnung der Bruchlast die allgemeine Formel: $P = F'_e \cdot \sigma_s + F_k \cdot k_b + m \cdot F'_e \cdot k_b$, worin F'_e = Querschnitt der Längseisen, F'_e derjenige gedachter Längseisen, deren Volumen demjenigen der Querarmierung auf dieselbe Säulenhöhe gleichkommt, σ_s die Quetschgrenze der Längseisen (rd. 2400—2800 kg/qcm), F_k der umschnürte Betonkern, k_b die Druckfestigkeit des nicht-armierten Betons, m ein durch Versuche ermittelter Koeffizient ist. Die 3 Glieder der Formel stellen den Widerstand der Längseisen, die Eigenfestigkeit des Kernbetons und den Einfluß der Querarmierung dar. Bei Bügelarmierung kann das dritte Glied vernachlässigt werden und für F_k ist der volle Betonquerschnitt F_b zu setzen. Aus dem Versuchsmaterial wird das mit der Eigenfestigkeit des Betons veränderliche m abgeleitet und es werden genaue Vorschriften für die zweckmäßige Ausbildung der Spiralarmierung, Bügelentfernung usw. gegeben.

Ein sehr umfangreiches neues Versuchsmaterial konnte auch in dem Abschnitt über einfache Biegung Berücksichtigung finden, darunter auch neue Versuche mit doppelt armierten Balken, mit vorgespannten Eisen nach dem Vorschlag von Koenen und Lund und für Balken mit unsymmetrischem Querschnitt (Randbalken). Für rechteckige Balken und Platten mit einfacher und doppelter Armierung werden Dimensionierungs-Formeln und die Berechnung erleichternde Tabellen neu mitgeteilt, ebenso werden achtdeckige Querschnitte, wie sie mit Rücksicht auf Spiralarmierung für manche Bauteile gewählt werden, in den Kreis der Betrachtung gezogen. Für Balken mit T-förmigem Querschnitt wird eine genaue Ableitung der Spannungen unter Ermittlung des Abstandes des Druckmittelpunktes von der neutralen Achse mitgeteilt, außerdem aber gezeigt, daß mit sehr einfachen Näherungsformeln für die Praxis völlig ausreichende Ergebnisse erzielt werden können. Sehr eingehend wird die Frage der zulässigen Spannungen im gedrückten Beton erörtert, die in den preuß. Vorschriften zu niedrig bemessen seien. Verfasser will jedoch keineswegs allgemein einer Erhöhung das Wort reden bis zu den hohen Werten, wie sie zum Teil in anderen Vorschriften zugelassen sind. Nur bei kontinuierlichen Balken könne im Anschluß an die Stützen eine wesentlich höhere Beanspruchung bei gleichzeitiger Herabsetzung der Eisenspannung im gezogenen Querschnitt zugelassen werden. Aus den neuen Stuttgarter Versuchen mit doppelter Armierung entnimmt Mörsch die Bestätigung für seine Anschauung über Säulenumrechnung und führt aus, daß hier bei den tatsächlichen Eisenspannungen in der Druckzone ein höheres n als 15, etwa $n = 25$, angemessener sei. Für die Berechnung von Randbalken unsymmetrischen Querschnittes gibt Mörsch ein neues genaueres Verfahren an, das allerdings auch nur angenähert richtig ist.

Eine wesentlich ausführlichere Behandlung hat auch die Berechnung bei Biegung mit gleichzeitigem

Achsialdruck bzw. -Zug erfahren, wobei die Untersuchung auch ausgedehnt ist auf einseitig armierte Querschnitte. Es wird sowohl die Einwirkung der Spannungen, wie die Dimensionierung behandelt, zum Teil unter Zuhilfenahme graphischer Darstellungen, und durch zahlreiche durchgerechnete Beispiele, die übrigens auch den anderen Abschnitten beigegeben sind, erläutert.

Einen sehr wichtigen Abschnitt des Biege Kapitels bilden die Untersuchungen über den Einfluß der Schubkräfte, über den die neueren Versuche klaren Aufschluß gebracht haben. Es wird nachgeprüft, inwieweit die einfachen Berechnungsformeln Anhaltspunkte für die Sicherheit gegen Zerstörung durch Schubkräfte bieten, es werden eingehend die neuen Untersuchungen über die Haftspannungen und die Notwendigkeit und Art ihrer Berechnung, über den Einfluß der Hakenform, über die Bedeutung der Bügel und der abgelenkten Eisen erörtert und kritisiert. Namentlich hätten die Balkenversuche des „Deutschen Ausschusses“ Heft 10, Balken-Reihe 14, den unmittelbaren Beweis geliefert, daß die Bügel nicht auf Abscheren, sondern auf Zug beansprucht werden. Im übrigen falle den aufgebogenen Eisen die wichtigste Rolle zu und die Luft'schen Versuche²⁾, die zu einer höheren Bewertung der Bügel führten, müßten auf nicht sachgemäße Aufbiegung der Eisen nach dem Streben-System zurückgeführt werden.

Das Biegekapitel ist ferner erweitert durch eine breitere Behandlung der Mitwirkung der Decke bei Plattenbalken auf Grund neuerer Versuche über den Einfluß der Plattenbreite; es wird ferner die Frage der Einsenkungen etwas eingehender behandelt und vor allem die Frage, ob es statthalt ist, die Elastizitätstheorie anzuwenden auf diejenigen statisch unbestimmten Konstruktionen in Eisenbeton, bei denen die Biegemomente für die Formänderungsarbeit maßgebend sind. Auf Grund einer Reihe in Stuttgart ausgeführter Versuche wird die Beziehung zwischen Biegemoment und Formänderungsarbeit für verschiedene Armierungsprozent bei rechteckigem Querschnitt untersucht. Gestattet das vorliegende Versuchsmaterial auch noch keine allgemeine Beantwortung der Frage, so reicht es doch aus, um für eine Reihe einfacher statisch unbestimmter Konstruktionen den Nachweis zu führen, daß für die Praxis die Abweichungen so gering sind, daß auch hier nach den sonst üblichen Verfahren gerechnet werden darf bei Ermittlung der Reaktionen und Momente³⁾.

In allen Abschnitten des Werkes werden so sorgfältig die Fortschritte gewürdigt, die wir in unserer Erkenntnis auf dem Gebiete des Eisenbetons durch die zahlreichen Versuche der letzten Jahre gewonnen haben, und diese Fortschritte werden, ohne sich in unfruchtbaren Spekulationen zu verlieren, für die Praxis nutzbar gemacht und auf möglichst einfache Formeln gebracht. In dieser Hinsicht ist auch der neuen Auflage der Charakter erhalten geblieben, der das Werk von Anfang an ausgezeichnet hat. —

Fr. E.

Patentdecken. Von Fritz Schrader, Arch. u. Lehrer a. d. König Friedrich August-Schule zu Glauchau i. S. 8', 122 S. Text, mit 189 Abb. und 1 Tafel. Leipzig 1912. J. M. Gebhardt's Verlag. Pr. 2,40, geb. 3 M. —

Der Gedanke, eine zusammenfassende Darstellung der gebräuchlichen und bewährten Formen der massiven Decken in Stein, Eisen und Eisenbeton usw. geben zu wollen, die fast durchweg Patent- bzw. Musterschutz genießen, ist an sich zu begrüßen. Um jedoch „dem Techniker ein berufener Führer zu sein, der ihm die Vor- und Nachteile der dargestellten Decken vor Augen führt, so daß er erkennen lernt, welches System für seine Bauten — je nach dem Zweck derselben — am besten paßt“, wie es in dem Vorwort heißt, fehlt es dem Werk noch an Vollständigkeit, Gleichmäßigkeit der Behandlung und ausreichender kritischer Würdigung der einzelnen Systeme. Nach dieser Richtung hin bedarf das Werk, das sich im übrigen durch große, klare Abbildungen auszeichnet und dem in einem umfangreichen Anhang die für Belastungsannahmen, zulässige Beanspruchungen und Berechnungen erforderlichen, meist auf amtlichen Vorschriften beruhenden Unterlagen beigegeben sind, erst noch eines weiteren Ausbaues. —

Fr. E.

²⁾ Vergl. „Mitteilungen“ 1908, S. 97 ff.

³⁾ Vergl. die ausführlicheren Mitteilungen Mörsch's im Heft 18 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“. (Besprochen in den „Mitteilungen“ 1912 No. 16, S. 127.)

Inhalt: Der Erzsilberrevier (Schluß). — „Winkler'sche Zahlen“ für Streckenlasten. — Die Neubauten der Tenderwerkstatt und Hammer-schmiede auf Bahnhof Oels in Schlesien. — Versuche über den Wert verschiedener Normalbewehrungen in Eisenbetonbalken. (Schluß). — Literatur.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

¹⁾ Letztere Versuche sind von Prof. Mörsch in den „Mitteilungen“ 1912 Nr. 13 und 14 eingehend besprochen.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 21.

Ein Kohlenmagazin in Eisenbeton der Salanger-Werke in Norwegen.

Hierzu die Abbildungen Seite 164 und 165.



seit dem Jahre ihrer Gründung (1908) hat die „Salangens Bergverks - Aktieselskab“ in Salangsverket, Amt Tromsø in Norwegen, der Firma Gebr. Huber in Breslau die Ausführung ihrer sämtlichen für das große Werk erforderlichen Beton- und Eisenbeton-Arbeiten übertragen. Von den im Jahre 1911 erstellten Eisenbeton-Bauten ist der bedeutendste ein Kohlenmagazin von 61,8^m Länge, 27,3^m Breite und 18^m größter Höhe.

Um erfolgreich gegen die in Wettbewerb stehenden Eisenkonstruktions-Firmen auftreten zu können, mußte für das Bauwerk eine Lösung gefunden werden, die gleich vorteilhaft für den Betrieb wie für die Ausführung sich erwies. Es wurde dies erreicht durch die Ausbildung des Magazins als gewölbte Halle, deren bis auf den gewachsenen Felsgrund herabgeführte Bogenbinder keine nennenswerten Gründungskosten verursachten und für die Aufhängung einer Hängebahn im Scheitel der Halle für die Beschickung des Magazins mit Kohle sich gut eigneten. Abbildung 1 zeigt diese Halle in der Uebersicht im Grundriß sowie in Längs- und Querschnitten.

Wie aus dem Längsschnitt ersichtlich ist, steigt der Felsboden von der Hallenmitte nach hinten stark an, sodaß die Hinterfront nur noch etwa 7^m Höhe besitzt. Das gab in dem vorderen hohen Teil der Halle Gelegenheit, durch ein zweites Gewölbe von 9,5^m Lichtweite und rd. 6,5^m lichter Höhe auf 25^m Länge einen Raum abzutrennen, der als Magazin für verschiedene

Materialien ausgenutzt werden kann. Beiderseits dieses Gewölbes sind mit gerader Decke abgeschlossene, 2^m i. L. weite, 2,2^m i. L. hohe Tunnel angeordnet, in denen Transportgleise für die Entnahme von Kohle aus dem Magazin angeordnet sind. Auf der einen Seite schließt der hier steil ansteigende Fels unmittelbar an diesen Tunnel an, auf der anderen Seite blieb Raum zur Anordnung eines dritten Gewölbes von 4,3^m i. H. und 5,66^m i. W., das als Magazin für Eisen ausgenutzt worden ist. Durch Oeffnungen in den Zwischenwänden ist ein Verkehr zwischen den Transportkanälen und Magazinen möglich. Der ganze Hinterraum des Hauptmagazins und der Raum über den in dieses eingebauten Gewölben wird mit Kohle beschickt. Es sind durch diese Anordnung günstige Rutschflächen gebildet, welche die Kohle leicht den Transporttunneln zuführen.

Die kleinen Innengewölbe, die in ihrer Form der Belastung angepaßt sind, wurden als massive Ge-

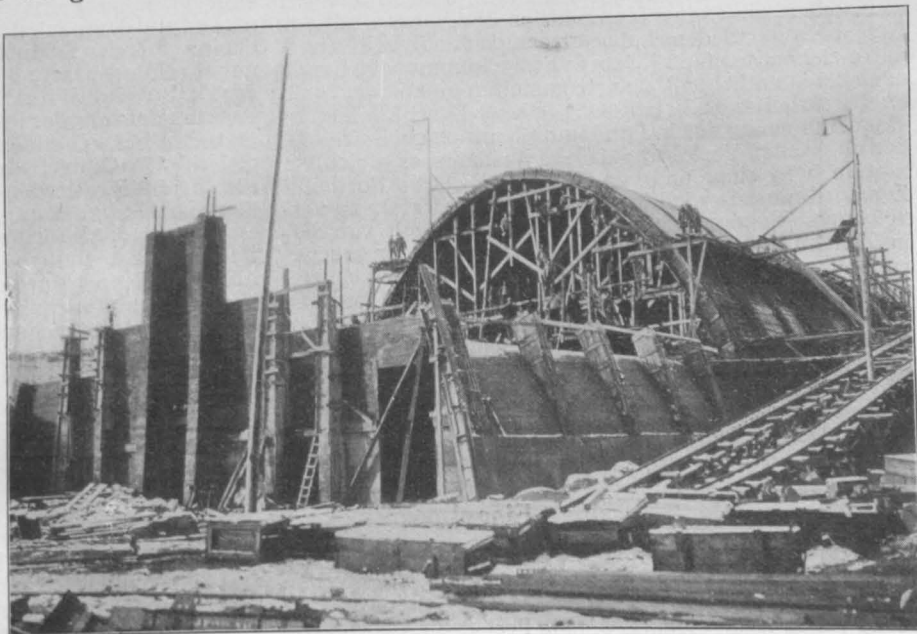


Abbildung 9. Das Kohlenmagazin während des Baues.

wölbe von 25 cm Scheitelstärke ausgebildet. Sie sind, wie der Schnitt Abbildung 2 erkennen läßt, parallel zu den Leibungen mit 7 mm starken Rundeisen (6 Stück auf 1 m Wölbänge) bewehrt. Die Beanspruchung des Betons beträgt bei ungünstigster Belastung durch die Ueberschüttung mit Kohle 11,3 kg/qcm Druck im Beton, bzw. 627 kg/qcm Zug im Eisen und 127 kg/qcm Druck in der entgegengesetzten Eiseneinlage.

Die 20 cm starken geraden Tunneldecken sind in der Anordnung ihrer Bewehrung ebenfalls aus Abbildung 2 ersichtlich. Diese zeigt auch die Armierung des Hauptgewölbes, das in Binder im Abstand von je 4 m aufgelöst ist, zwischen die sich die eigentliche Gewölbehaut von 8 cm Dicke spannt. Die Bogenrippen haben im Scheitel 60 cm Höhe bei 30 cm Breite; letztere erfährt eine entsprechende Verstärkung in den Fundamenten. Sie sind bewehrt mit je 4 Rundeisen von 16 mm Durchmesser parallel zu den Leibungen; dazwischen sind 5 mm starke Bügel wie die Diagonalen eines Fachwerktügers angeordnet. (Vergl. auch Abb. 6.) Aus Abbildung 3 geht die Armierung der Dachhaut hervor; ferner zeigt Abbildung 4 die Bewehrung der kleinen Durchbrechungen am Fuße des größeren Magazingewölbes, Abbildg. 5 diejenige der durchbrochenen Tunnelseitenmauern.

Die Binder der Halle haben im Scheitel die Last der Hängebahn zu tragen, das sind rd. 1500 kg, außerdem ist die Berechnung mit einem Winddruck von 125 kg/qm senkrecht getroffener Fläche und für eine Schneelast von 125 kg auf 1 qm Grundrißfläche durchgeführt. Die Gewölbebinden sind als elastische eingespannte Bögen berechnet; die Spannungsverhält-

nisse sind bei ungünstigster Belastung folgende: Die Betonbeanspruchung beträgt bei ungünstigster einseitiger Belastung 29,3 kg/qcm, die Beanspruchung des Eisens auf Zug 835 kg/qcm und auf Druck in der entgegengesetzten Eiseneinlage 352 kg/qcm.

Die Halle ist durch 2 Trennungsfugen nach der Quere in 3 von einander unabhängige Abschnitte geteilt. Die Dehnungsfugen sind dadurch geschaffen, daß alle 20 m ein Doppelbinder gestellt ist. Die 2,5 cm starken Dehnungsfugen sind vollkommen offen; so daß sich die Dachhaut ungehindert ausdehnen bzw. zusammenziehen kann. Sie sind nach außen lediglich mit Dachpappe abgedeckt. Die Oberfläche der Halle selbst hat keine besondere Eindeckung erhalten, sondern ist einfach mit dem in Norwegen sehr beliebten „Saxolin“ gestrichen.

In Abbildung 6 sind die beiden Stirnwände der Halle dargestellt, die im Scheitel von der Hängebahn, im übrigen von Tür und Fensteröffnungen durchbrochen werden. Sie sind durch Strebepfeiler kräftig abgesteift und durch wagrechte Eisen armiert. Abbildung 7 zeigt ein Bild der nahezu fertigen Halle mit Blick gegen die hohe Stirnfront mit der anschließenden in Eisen hergestellten Zufuhrbahn für die zu lagernden Kohlen. Die Abbildung 8 und 9 zeigen die Lehrgerüste der Gewölbe, bzw. die Herstellung der Halle.

Wie auch das letzte Bild erkennen läßt, mußten die Arbeiten z. T. bei Schnee und stärkerem Frost ausgeführt werden, da ein mehrmonatlicher Streik der Bauarbeiter im Frühjahr 1911 die Arbeiten unterbrach, sodaß sich diese bis in den November hineinzogen. Trotzdem ist die Ausführung recht gut gelungen. —

Aus den Beschlüssen des VI. Kongresses des „Internationalen Verbandes für Materialprüfungen der Technik“ in New York.

Das Ergebnis des VI. Internationalen Kongresses für die Materialprüfungen der Technik, der in New York Mitte September d. Js. getagt hat, kann, was die den Portland-Zement betreffenden Fragen angeht, als ein Erfolg der deutschen Anschauungen betrachtet werden, insofern als der in London gefaßte, von den deutschen Vertretern lebhaft bekämpfte Beschluß, die Le Chatelier-Probe als beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe zu empfehlen, zurückgestellt worden ist. Seitens der deutschen Vertreter war in New York der Antrag gestellt, diesen Beschluß wieder aufzuheben und die Aufsuchung einer geeigneten beschleunigten Probe einem neuen Ausschuß zu übertragen. Den Bedenken der deutschen Vertreter gegen die Zuverlässigkeit der Kochprobe und des Le Chatelier'schen Apparates traten jetzt auch englische, französische und namentlich amerikanische Vertreter bei. Es wurde daher beschlossen: „Die Aufgabe, weitere Versuche mit sämtlichen beschleunigten Raumbeständigkeitsproben mit Portland-Zement anzustellen, wird einer Kommission überwiesen mit der Aufgabe, verschiedene Laboratorien zu den Arbeiten heranziehen, sowie in jedem in Frage kommenden Lande auch die öffentlichen Versuchsanstalten einzuladen, sich an den Arbeiten zu beteiligen.“ Dieser Beschluß kommt einer Aufhebung des in London namentlich auf Betreiben der englischen Vertreter gefaßten Beschlusses gleich.

Noch in einer anderen, für die deutsche Portland-Zement-Industrie wichtigen Frage war ein Erfolg zu verzeichnen. Bekanntlich ist der zulässige Gehalt von SO₃ im Zement in den Normen verschiedener Länder so niedrig angesetzt, daß der deutsche Zement mit 2,5% vom Wettbewerb ausgeschlossen ist. Da nach den deutschen Untersuchungen ein SO₃-Gehalt in dieser Höhe aber auch bei Seebauten ohne jeden schädlichen Einfluß ist, war von Deutschland der Antrag gestellt worden, die zulässige Höhe durch den Kongreß für alle Länder einheitlich zu regeln und 2,5% als Höchstsatz anzunehmen. Wurde auch dieser Antrag nicht angenommen, so hatte er doch den Erfolg, daß der Vorstand beauftragt wurde, einen

Ausschuß zur Prüfung des Einflusses des SO₃-Gehaltes einzusetzen, der auf dem nächsten Kongreß berichten soll.

An weiteren Beschlüssen ist zu erwähnen, daß Kommission 30, welche die Frage des feinsten Mehles in Portland-Zement behandelt, beauftragt wird, festzustellen, welche ungefähre Größe Zementkörner besitzen dürfen, wenn sie in kurzer Zeit vollständig hydratisieren sollen. Kommission 42 wird beauftragt, ihre Arbeiten zur Aufstellung eines einheitlichen Prüfungsverfahrens mit plastischem Mörtel und zur Anwendung dieses Verfahrens auf den Vergleich verschiedener Normalsande weiterzuführen.

Den Beton und Eisenbeton betreffen mehrere Beschlüsse. Die Kommission 41 soll dem nächsten Kongreß einen Bericht über die Prüfungsverfahren für Beton und Eisenbeton vorlegen. Es wird ferner für Unfälle bei Eisenbeton-Konstruktionen in allen Ländern eine einheitliche Berichterstattung wie bei Dampfkessel-Unfällen angestrebt. Die Eisenbeton-Kommission wird beauftragt, auf eine internationale Berichterstattung hinzuwirken und dem nächsten Kongreß bereits Material mit den entsprechenden Schlußfolgerungen vorzulegen. Es soll ferner ein Unterausschuß eingesetzt werden, der die Fragen der Feuersicherheit des Betons und Eisenbetons zu behandeln und dem nächsten Kongreß bereits Bericht zu erstatten hat. Es sollen in allen Ländern auf möglichst gleicher Grundlage, als welche die allgemeinen Normen des „British Fire Prevention Committee“ für die Prüfung auf Feuerbeständigkeit angenommen werden, Versuche angestellt werden, die sich auf die Wirkung des Feuers auf die Baustoffe des Betons und Eisenbetons bei hohen und mäßigen Temperaturen zu erstrecken haben. Besonders sind die Untersuchungen zu erstrecken auf den Verlust an Festigkeit während der Erhitzung und nach der Erhitzung bei schneller und bei natürlicher Abkühlung; auf den Wert verschiedener Zuschlagstoffe und verschiedener Mischungsverhältnisse von Portland-Zement und Zuschlagstoff; auf den Wert verschiedener Arten der Bewehrung.

Für den nächsten Kongreß im Jahre 1915 ist St. Petersburg in Aussicht genommen. —

Die trägerlose Eisenbetondecke. Von Dipl.-Ing. Max Mayer in Neustadt a. d. H.

In Amerika wird vielfach ein Deckensystem ausgeführt, das nach verschiedenen Seiten reichliche Vorteile zu bieten scheint und besonders dort, wo die Preise für verwickelte Schalarbeit hoch sind, wesentlich billiger ist als die bei uns üblichen Systeme. Wir mei-

nen die einfache glatte Eisenbetondecke, die so biegungsfest ausgebildet wird, daß sie nur durch Säulen unterstützt zu werden braucht und keiner Träger bedarf. Die Bezeichnung „trägerlos“ ist natürlich nicht in dem Sinne der bekannten Reklamen für Hohlsteindecken zu verstehen, die keine Träger, dafür aber Unterzüge nötig ha-

ben, sondern ist in statisch exaktem Sinne aufzufassen, indem die Platte nicht in Linien, sondern in Punkten aufgelagert ist.

Daß das amerikanische System („Pilz-System“, Flachdecke, Abb. 1 u. 2) bei uns keine rechte Nachahmung findet, erklärt sich aus unserer größeren Gewissenhaftigkeit bei der Berechnung unserer Konstruktionen und aus der strengeren Kontrolle der statischen Berechnungen durch die Aufsichtsbehörden. Würde sich die Baupolizei auch bei uns einfach durch Belastungsversuche befriedigen lassen, so könnte kein Hindernis dieser Art mehr bestehen, denn es ist seitens der amerikanischen Hochschulen durch Versuche nachgewiesen, daß die Decke ihre Aufgabe erfüllt, und wenn diese Untersuchungen auch für unsere Begriffe nicht auf einwandfreier Höhe stehen, so müßte man sie doch nur in passender Weise wiederholen. Ein sicheres Urteil über die Zuverlässigkeit der Bauweise wäre jedenfalls leicht zu gewinnen.

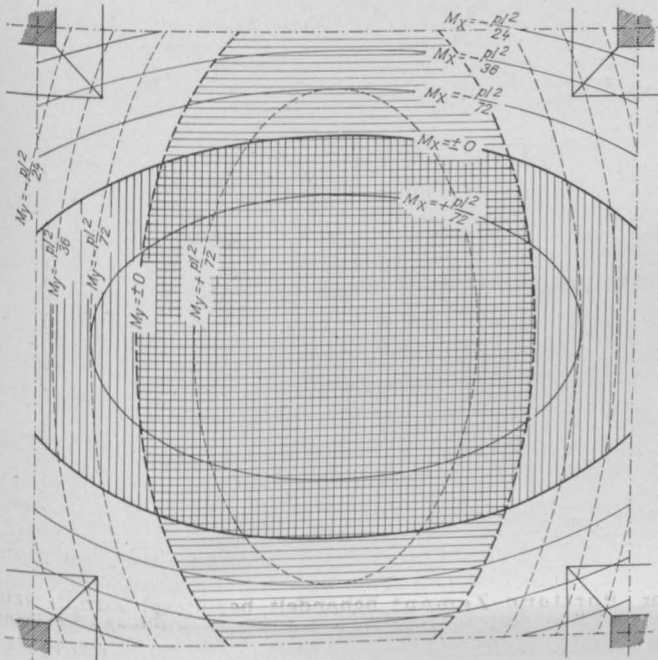


Abbildung 3. Linien gleichen Moments im Grundriß.

Werte der M_x für verschiedene Punkte eines Feldviertels.

$\frac{y}{l} =$	$\frac{x}{l} = 0,0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0	$E. M. + \frac{pl^2}{36}$	$+ \frac{pl^2}{39,6}$	$+ \frac{pl^2}{56,3}$	$+ \frac{pl^2}{189}$	$- \frac{pl^2}{81,9}$	$- \frac{pl^2}{28,8}$
0,1	$+ \frac{pl^2}{37,1}$	$+ \frac{pl^2}{40,9}$	$+ \frac{pl^2}{59}$	$+ \frac{pl^2}{225}$	$- \frac{pl^2}{76,7}$	$- \frac{pl^2}{28,1}$
0,2	$+ \frac{pl^2}{40,9}$	$+ \frac{pl^2}{45,6}$	$+ \frac{pl^2}{69,3}$	$+ \frac{pl^2}{514}$	$- \frac{pl^2}{64,3}$	$- \frac{pl^2}{26,3}$
0,3	$+ \frac{pl^2}{49,3}$	$+ \frac{pl^2}{56,3}$	$+ \frac{pl^2}{97,3}$	$- \frac{pl^2}{450}$	$- \frac{pl^2}{50,7}$	$- \frac{pl^2}{23,7}$
0,4	$+ \frac{pl^2}{69,3}$	$+ \frac{pl^2}{83,8}$	$+ \frac{pl^2}{225}$	$- \frac{pl^2}{124}$	$- \frac{pl^2}{39,1}$	$- \frac{pl^2}{20,8}$
0,5	$+ \frac{pl^2}{133}$	$+ \frac{pl^2}{225}$	$- \frac{pl^2}{327}$	$- \frac{pl^2}{64,3}$	$- \frac{pl^2}{33}$	$- \frac{pl^2}{18}$
						S

Grashof gibt unter anderem die Lösung für die Mittelfelder einer Platte von sehr großer Ausdehnung, die durchgehend gleichmäßig belastet und in den Knotenpunkten eines Systems von rechteckigen Feldern gehalten wird. Die Gleichung der elastischen Fläche für diese allseitig durchlaufende, punktweise unterstützte, konstant belastete rechteckige Platte wird

$$z = \frac{3}{16} \cdot \frac{p}{A h^3} \left[C_1 (a^2 - x^2)^2 + D_1 (b^2 - y^2)^2 \right].$$

Dabei sind $2a$ und $2b$ die Feldweiten. In dem besonderen Fall der quadratischen Platte mit $a = b$ wird $C_1 = D_1 = \frac{4}{3}$, sodaß die Gleichung der elastischen Fläche übergeht in

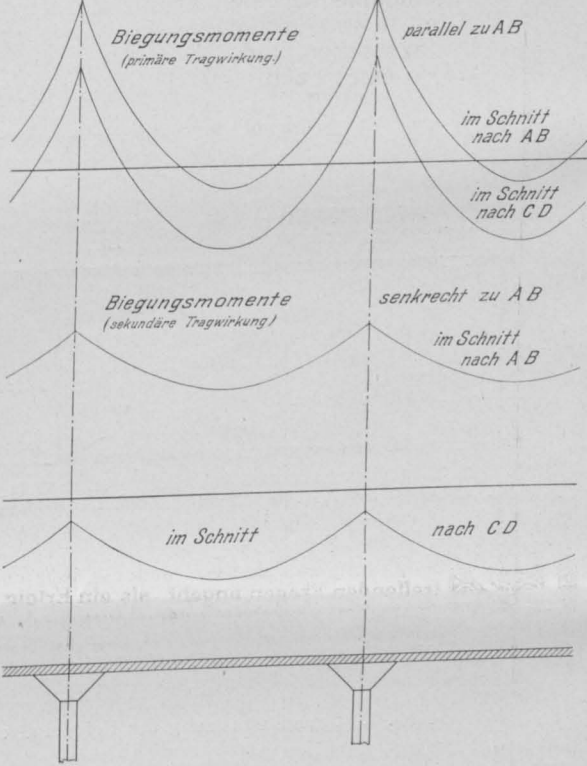
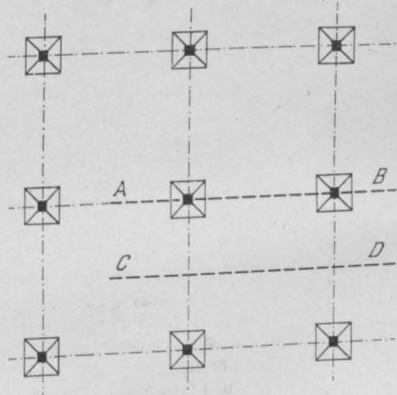


Abbildung 2 (oben rechts). Aufriß einer Decke nach dem Pilzsystem mit Eintragung der Momentenkurven parallel zur X-Achse für gleichmäßige Belastung.

Abbildung 1 (rechts). Grundriß einer Decke nach dem Pilzsystem.



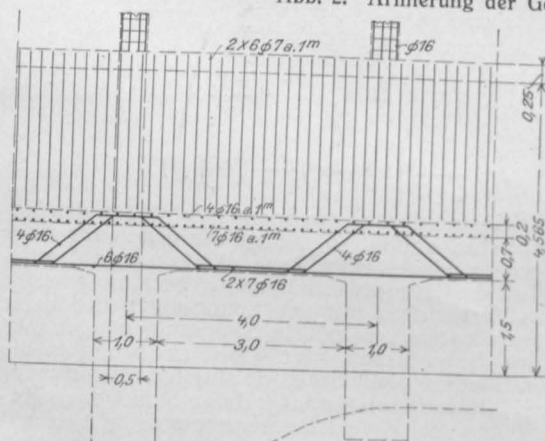
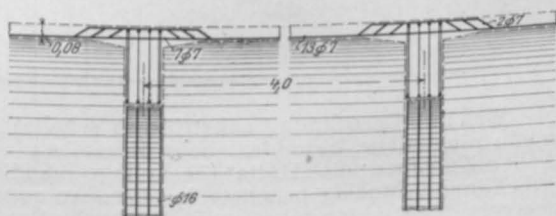
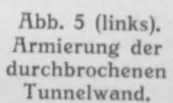
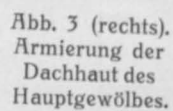
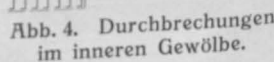
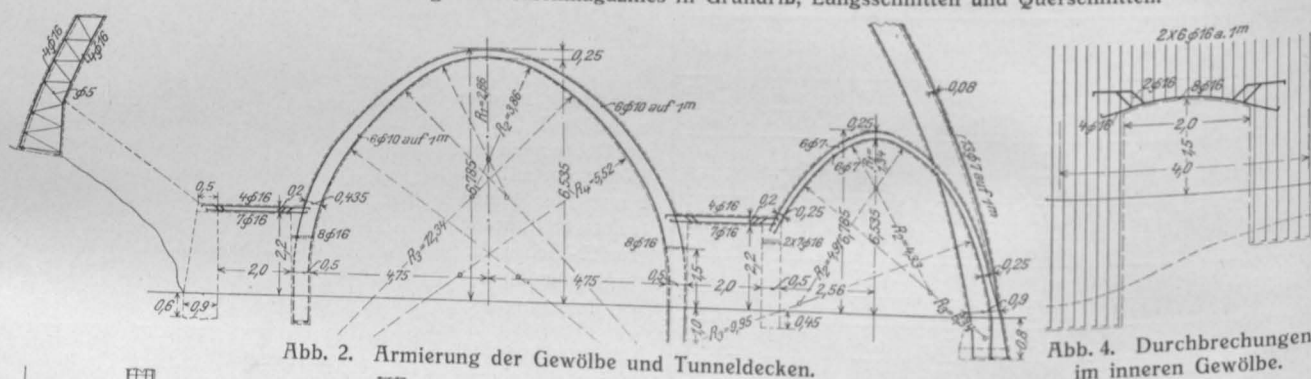
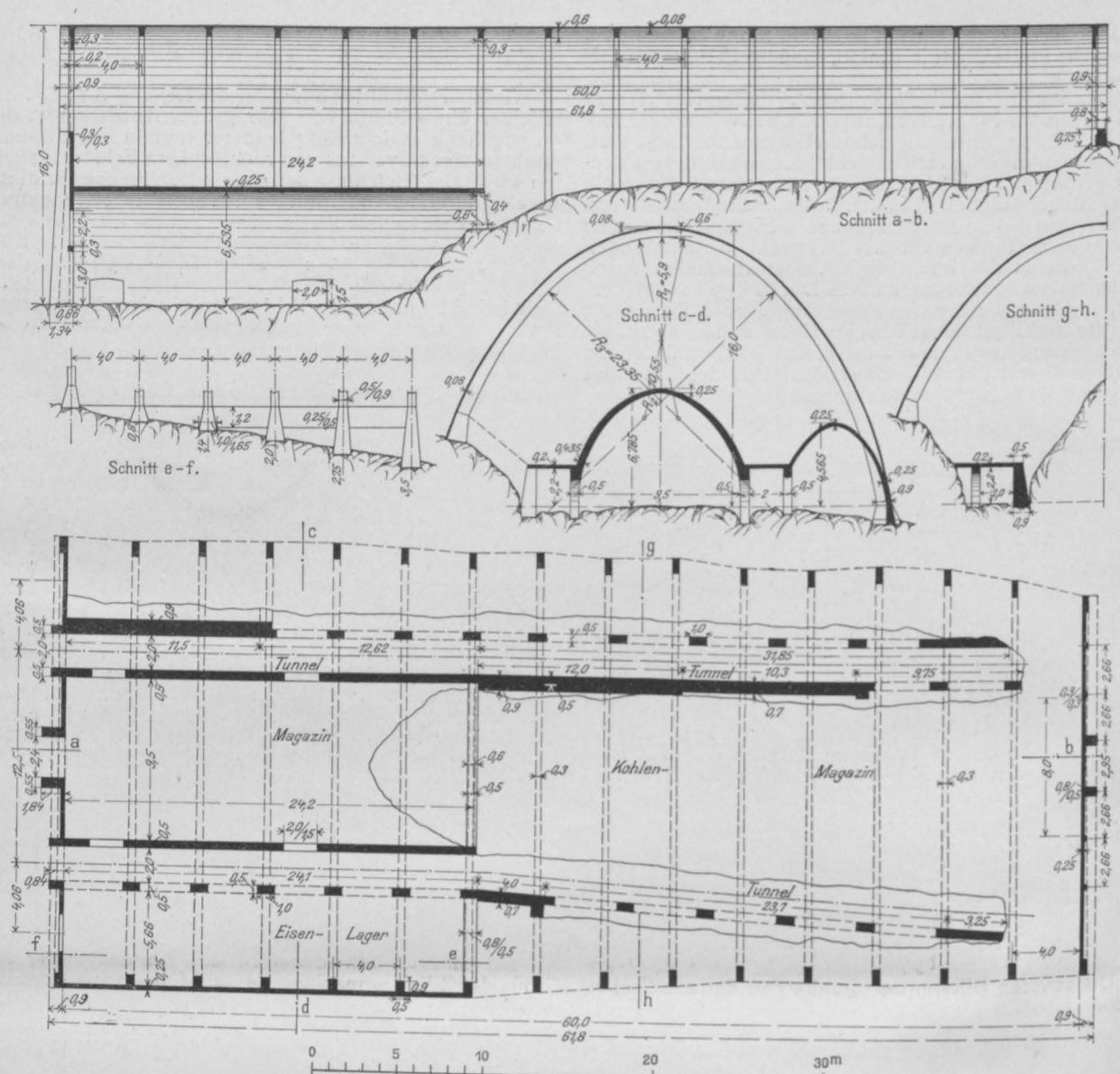
$$z = \frac{p}{4 A h^3} \left[(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2 \right].$$

Wenn wir nun daraus die Beanspruchungen des Materials ableiten wollen, so stehen wir gleich vor einer schwierigen grundsätzlichen Frage. Wir können entweder wie Grashof die „Hauptdehnungen“ ϵ , beziehungsweise wegen des Vergleiches mit den Spannungen die Werte $(E \epsilon)$, die späterhin „reduzierte Spannungen“ genannt wurden, ins Auge fassen, oder wir können uns an die wirklichen Spannungen halten, wie sie eigentlich nur für Gleichgewichtsbedingungen, aber beim homogenen Material nicht für die Materialbeanspruchung in Betracht kommen. Wir entscheiden uns für das zweite aus folgenden Gründen:

*) $\frac{\partial z}{\partial x}$, $\frac{\partial z}{\partial y}$, $\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}$ bedeuten stets das partielle Differential.

Was ihre Berechnung anbetrifft, so arbeitet der Maschineningenieur, besonders beim Kesselbau, mit ähnlichen Aufgaben; die „Hütte“ (20. Auflage, Bd. I Seite 500) gibt für gleichmäßig belastete, in einzelnen quadratisch ausgeteilten Punkten gehaltene Platten fertige Spannungsausformeln. Wenn wir deren Herkunft verfolgen, so finden wir in Grashofs klassischem Werk (Theorie der Elastizität und Festigkeit, Berlin 1878, S. 358 und folgende) eine genaue Theorie der Aufgabe. Um sie der Berechnung der Eisenbetondecke zugrunde zu legen, müssen wir sie natürlich in dieser besonderen Richtung ausarbeiten, was jedoch keine größeren Schwierigkeiten macht.

Die Durchbiegungsfläche der doppelt symmetrischen, auf rechtwinklige Koordinaten bezogenen, mit p Lastenheiten für die Flächeneinheit belegten Platte von gleicher Stärke h gehorcht der Differentialgleichung:



1. Der Einfluß der Spannungen in verschiedenen durch den gleichen Punkt gehenden Schnittebenen auf die Beanspruchung des Baustoffes in diesem Punkt ist nur bei homogenem Material einigermaßen geklärt. Wir müssen es soweit als möglich vermeiden, die Anschauungen über das Verhältnis von Querkontraktion zur Längsdehnung usw. auf die Verbundkonstruktion zu übertragen.

2. Wie verfehlt es wäre, für den Eisenbeton etwa Gesetze und Zahlen analog denen für homogene Körper aufstellen zu wollen, das haben die Rudeloffschen Säulenversuche (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Versuche

mit Eisenbetonsäulen Reihe I und II, Berlin 1910, W. Ernst & Sohn) wieder deutlich gezeigt; hier schwankt die der Poisson'schen Konstante entsprechende Zahl zwischen 2 und 7. Auch könnte eine bestimmte Zahl natürlich nur für eine bestimmte Armierungsweise gelten.

3. Um exakt vorzugehen, müßte man die Baustoffe einzeln für sich betrachten. Beim Eisen können sich zwei aufeinander liegende sich kreuzende Stränge nur sehr schwach beeinflussen, nämlich nur dadurch, daß ein Teil der Zugspannungen vermöge der Haftfestigkeit in den Beton übergeht und dieser letztere in dem genannten Sinne wirkt, so lange er rissfrei ist. Da aber unsere Spannungsberechnungen sich auf das Bruchstadium beziehen, müssen wir konsequenter Weise diesen Einfluß vernachlässigen und daran festhalten, daß in der Zugzone die Spannungen und Dehnungen nach beiden Hauptrichtungen voneinander unabhängig sind. In der Druckzone gilt selbstverständlich das Gegenteil, da dort der Beton höchstens schwach armiert ist und deshalb einem homogenen Körper nahe kommt.

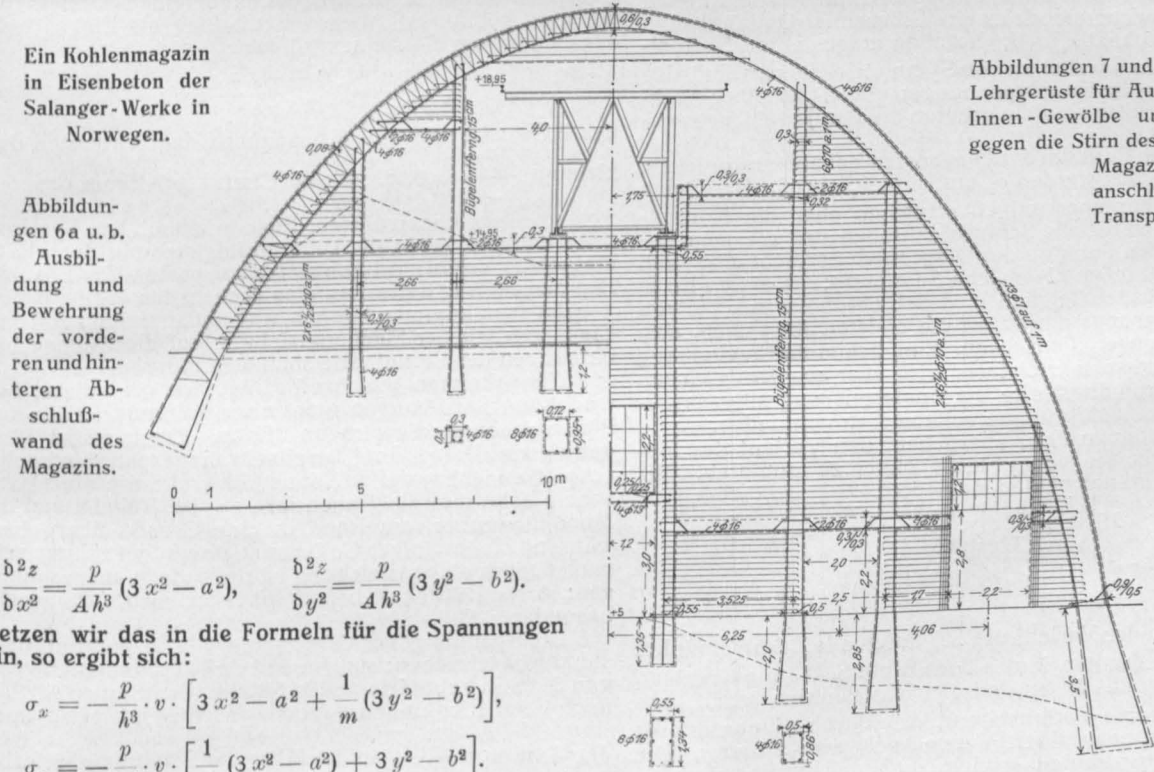
Wollte man auf dieses verschiedene elastische Verhalten von Zug- und Druckzone Wert legen, so könnte man es in die Grundlagen der Theorie einführen und müßte dann zu etwas veränderten verwickelteren Ergebnissen kommen. Abgesehen von der Frage, ob die Durchführung der Rechnung dann noch möglich wäre, könnte auch der Unterschied in den Ergebnissen nur gering sein. Wir verzichten selbstverständlich auf diese Tüftelei.

4. Wir legen Wert darauf, die Resultate unserer Untersuchung nach jeder Richtung mit den üblichen Konstruktionsarten zu vergleichen und die Berechnung der trägerlosen Decke möglichst in die üblichen Formen zu bringen. Es sind deshalb alle gewohnten Annahmen beizubehalten. Bisher ist es im Eisenbeton — leider — kaum versucht worden, auf die reduzierten Spannungen einzugehen; höchstens dort, wo sie größer werden als die tatsächlichen Spannungen, werden sie erwähnt (vergl. Mörsch, Eisenbetonbau, dritte Auflage, S. 121). Wir werden auch hier zunächst auf sie verzichten.

Die wagrechten Normalspannungen in einem Punkt der Platte, der von ihrer Mittelebene um die Länge v im Sinne der Z -Achse entfernt ist, sind:

$$\sigma_x = -A \cdot v \left(\frac{b^2 z}{b x^2} + \frac{1}{m} \frac{b^2 z}{b y^2} \right), \quad \sigma_y = -A \cdot v \left(\frac{1}{m} \frac{b^2 z}{b x^2} + \frac{b^2 z}{b y^2} \right).$$

Die zweiten Differential-Quotienten der elastischen Fläche werden:



$$\frac{b^2 z}{b x^2} = \frac{p}{A h^3} (3 x^2 - a^2), \quad \frac{b^2 z}{b y^2} = \frac{p}{A h^3} (3 y^2 - b^2).$$

Setzen wir das in die Formeln für die Spannungen ein, so ergibt sich:

$$\sigma_x = -\frac{p}{h^3} \cdot v \cdot \left[3 x^2 - a^2 + \frac{1}{m} (3 y^2 - b^2) \right],$$

$$\sigma_y = -\frac{p}{h^3} \cdot v \cdot \left[\frac{1}{m} (3 x^2 - a^2) + 3 y^2 - b^2 \right].$$

Beide Gleichungen haben in einer bestimmten Vertikalen der Platte die Form $\sigma = c \cdot v$.

Ueber die Breite Eins summiert, gibt ein solcher Spannungskomplex das Biegemoment

$$M = W \cdot \sigma_0 = \frac{h^2}{6} \cdot \sigma_0 = \frac{h^2}{6} \cdot c \cdot \frac{h}{2} = \frac{c h^3}{12}.$$

Wir führen die obigen Werte ein:

$$M_x = -\frac{p}{12} \left[3 x^2 - a^2 + \frac{1}{m} (3 y^2 - b^2) \right],$$

$$M_y = -\frac{p}{12} \left[\frac{1}{m} (3 x^2 - a^2) + 3 y^2 - b^2 \right].$$

Wir müssen nun immerhin eine Annahme über die Größe der Ziffer m machen, da natürlich auch schon die inneren Kräfte vom elastischen Verhalten des Baustoffes

abhängen und unter Annahme der Homogenität abgeleitet sind. Mit $m = 3$ wird

$$M_x = -\frac{p}{12} \left(3 x^2 + y^2 - \frac{4}{3} a^2 \right),$$

$$M_y = -\frac{p}{12} \left(x^2 + 3 y^2 - \frac{4}{3} a^2 \right).$$

Beide Werte bedeuten Momente, bezogen auf die Breite Eins, haben also die Dimension $mt : m = t$, was mit der Formel übereinstimmt. M_x ist das Moment, das von den σ_x , das heißt den zur x -Achse parallelen Spannungen gebildet wird.

Es ist nun zu überlegen, wie wir in einer bestimmten Vertikalen der Platte von den beiden gerechneten Momenten, welche den Symmetrie-Achsen parallel sind, auf die zu irgend welchen anders gerichteten Schnitten gehörigen Größt- und Kleinstmomente kommen. Zunächst steht fest, daß das Biegemoment in einem beliebigen lotrechten Schnitt nur von der Randspannung abhängt,

nämlich allgemein $M = \frac{h^2}{6} \cdot \sigma_0$ zu setzen ist, was wir oben

bereits benutzt haben. Da der Faktor von σ_0 unabhängig von den Koordinaten des Punktes und unabhängig von der Schnitttrichtung ist, so reduziert sich die Frage nach dem Größtmoment auf die andere, geläufigere Frage nach der Richtung der Hauptspannungen.

Der Spannungszustand aller Punkte in der obersten und untersten Schicht der Platte ist ein ebener. Erstens sind die Normalspannungen parallel der Z -Achse gleich Null anzunehmen; für die unterste Schicht wird das ziemlich genau stimmen; für die obere gilt es sicher nicht genau, weil diese die an der Oberfläche wirkende Belastung auf die inneren Schichten der Platte weiter zu leiten hat; doch ist dieser Umstand bisher fast ausnahmslos vernachlässigt worden, was keinen großen Fehler bedeuten dürfte. Zweitens erreichen auch die Schubspannungen in beliebigen Vertikalschnitten am Rande den Wert Null, analog den Verhältnissen beim einfachen Balken und aus den gleichen einfachen Gründen wie dort. Diese zwei Bedingungen $\sigma_z = 0$, $\tau_x = \tau_y = 0$ bilden das Kennzeichen für den ebenen Spannungszustand.

Um nun diesen ebenen Spannungszustand eines Punktes in einer der beiden Randzonen, von denen wir die untere (z positiv) festhalten wollen, vollständig zu definieren, brauchen wir außer den bereits bekannten Normalspannungen für die Achsrichtungen auch noch die zugehörigen Schubspannungen. Daraus können wir dann nach bekannten Formeln Richtung und Größe der Hauptspannungen bestimmen.

Grashof gibt den Wert $\tau_z = -\frac{m-1}{m} A v \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$. Da die

Gleichung der elastischen Fläche in unserem Fall kein Produkt der beiden unabhängigen Variablen enthält, wird der hier vorkommende zweite Differential-Quotient stets zu 0, folglich ist $\tau_z = 0$; die oben aufgestellten Normalspannungen parallel zu den Symmetrie-Ebenen sind also gleichzeitig die Hauptspannungen und die bereits berechneten Momente sind die größten an dem jeweils betrachteten Punkt.

In allen Punkten der Diagonalen haben x und y gleiche Werte, folglich werden σ_x und σ_y gleich groß. Bei gleich großen Hauptspannungen erreichen aber die Normalspannungen für alle Schnitttrichtungen den gleichen Betrag. In den Punkten der Diagonalen herrscht also nach allen Richtungen die gleiche Spannung; die ersten Risse daselbst treten folglich in den Richtungen auf, die von den Armierungsrichtungen am meisten abweichen, also unter 45° gegen die Achsen. Eine bekannte Erscheinung erklärt sich so sehr einfach, wird aber aus dem gleichen Grund durch die starke Diagonalarmierung aller amerikanischen Ausführungen vollkommen vermieden.

Wir können dazu übergehen, den Verlauf der Momente über die ganze Fläche näher zu studieren. Mit $a = 0,5l$ wird aus beiden Momenten

$$M_x = -\frac{p l^2}{12} \left(3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{y}{l} \right)^2 - \frac{1}{3} \right),$$

$$M_y = -\frac{p l^2}{12} \left(\left(\frac{x}{l} \right)^2 + 3 \left(\frac{y}{l} \right)^2 - \frac{1}{3} \right).$$

Wir haben den Verlauf des M_x durch alle Zehntelpunkte eines Quadranten in der Tabelle auf S. 163 niedergelegt. Die Werte des M_y an den gleichen Punkten erhält man durch inverse Vertauschung, also durch Kippen um die Diagonale oder durch Verwechseln von x und y . Die übrigen Quadranten braucht man nur symmetrisch zu ergänzen, wenn man die ganze Fläche vor sich haben will.

Ein anschauliches Bild von der Beanspruchung der Platte gewinnen wir sofort, wenn wir uns vergegenwärtigen, daß die Tabelle jene Momente gibt, welche durch Spannungen parallel zur X -Achse gebildet werden und folglich durch Eisenstäbe, die parallel der X -Achse laufen, aufzunehmen sind. Denkt man sich die Tabellen-

teilung gleichzeitig als Grundriß, so müssen die für die dargestellten Momente einzulegenden Eisenstäbe parallel den Zeilen laufen. Die Armierung parallel den Spalten bekommt man durch Inversion.

In den Seitenlinien des quadratischen Netzes haben wir senkrecht zur Linie immer negative Momente (Verlauf der letzten Spalte), also oben liegende Eisen, während in der Richtung der Linie (letzte Zeile) gerade das mittlere Drittel der Spannweite positive Momente bekommt. Insofern stimmen die Resultate gut mit der quadratischen Trägerdecke überein, bei der auch die Platte über den Trägern stets negative Biegung erleidet, während der Träger im mittleren Teil durch positive Biegemomente beansprucht wird.

Auch Schnitte nach den Achsparallelen durch eine Feldmitte geben die Verhältnisse so, wie man sie erwarten mußte. Die Armierung senkrecht zu einem solchen Schnitt (gegeben durch die erste Spalte) hat immer unten zu liegen und kann natürlich in der Nähe der Säulen viel geringer sein als in Feldmitte. Die Armierung in der Richtung des Schnittes (erste Zeile) hat hingegen wieder Ähnlichkeit mit der einer gewöhnlichen kontinuierlichen Platte.

Wir haben den Verlauf der Biegemomente in diesen wichtigen Schnitttrichtungen aufgetragen (Abb. 1 u. 2, S. 163). Die Kurven sind, da jeweils eine Koordinate konstant ist, durch Gleichungen zweiten Grades gegeben, folglich Parabeln. Ueber den Säulen bekommen wir Spitzen, da wir die Stützendrucke als Einzellasten voraussetzen. Die gleichen Spitzen treten aber auch überall in den Netzlinsen auf; dies erklärt sich dadurch, daß beim Uebergang ins Nachbarfeld die Schubkraft ihr Vorzeichen umdreht.

Die graphische Darstellung dieser Momentenlinien führt uns aber noch auf eine hübsche Beziehung. Es fällt nämlich in die Augen, daß je zwei der Kurven kongruent sind und sich nur in der Höhenlage unterscheiden. Wir eliminieren die Höhenlage durch Differenzieren und bringen so unsere Wahrnehmung auf die Form:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial M_x}{\partial x} \right) = 0,$$

das heißt in Worten, daß die Tangentenrichtung der M_x -Kurve unabhängig von y ist. Diese induktiv gewonnene Beziehung ist natürlich auch aus unserer Entwicklung zu entnehmen und ergibt sich ohne weiteres dadurch, daß die Funktion, welche M_x darstellt, keinen Summanden enthält, in dem beide Variablen zugleich vorkommen. Gehen wir weiter zurück auf die allgemeinen Formeln für die σ , so können wir unsere Bedingung als Eigenschaft der elastischen Fläche ausdrücken:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^3 \partial y} = 0, \quad \frac{\partial^4 z}{\partial x \partial y^3} = 0;$$

das ist wieder nur eine Konsequenz der bekannten Beziehung $\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = 0$, die wir als Charakteristikum unseres

Systems bezeichnen dürfen. Zusammen mit den Symmetrie-Bedingungen in die Differentialgleichung der Platte eingeführt, ergibt sie deren einfachste partikuläre Lösung. Auf diesem Weg hätte man also auch zu den vorliegenden Ergebnissen kommen können, wobei man freilich von den Eigenschaften der Flächengleichung auf die Auflagerbedingungen der Platte hätte schließen müssen.

Wir erkennen gleichzeitig, daß wir die zuletzt betrachteten Beziehungen nicht etwa auf andere Fälle des Plattenproblems übertragen dürfen. Denn es ist klar, daß sie zum Beispiel bei der allseits eingespannten Rechteckplatte nicht zutreffen können. Ebenso wie die elastische Fläche muß dort auch ihre zweite Abgeleitete, die Momentenkurve, am Rand in eine Gerade übergehen, während sie in einiger Entfernung davon gekrümmt sein muß. Durch obige Gleichung ist das jedoch ausgeschlossen; deren Gültigkeit beschränkt sich also auf unseren besonderen Fall.

Die Spannungsverhältnisse der Platte sind nun vollständig beschrieben; maßgebend sind die Momentenwerte von 36tel in Feldmitte und 18tel über den Säulen, beides nach allen Richtungen geltend. Wichtig ist ferner auch

der Wert von $-\frac{p l^2}{28,8}$ in der Mitte der Seitenlinie. Hierbei

ist aber immer eine ruhende Last vorausgesetzt, die über die ganze Fläche der Platte gleichmäßig verteilt ist. Diese Annahme ist für die Praxis nicht ausreichend; wir müssen wechselnde Last in Erwägung ziehen und zwar als ungünstigste Lastverteilung jene, bei der nach Art des Schachbrettes jedes zweite Feld, in jeder Richtung genommen, voll belastet wird. —

(Schluß folgt.)

Beton und Eisenbeton aus Müllverbrennungs-Schlacken.

Von Professor Dr. Rohland in Stuttgart.

In letzter Zeit hat man begonnen, die Müllverbrennungsschlacken zur Herstellung von Beton- und Eisenbetonkörpern zu verwenden; doch sei von vornherein betont, daß nur solche Städte mit Vorteil Müllverbrennungs-Anlagen bauen werden, in denen vorwiegend Steinkohlen verbrannt werden. Die Steinkohle liefert eine harte und feste Schlacke.

Wo viel Braunkohle und Brikette verbrannt werden, bildet sich dagegen eine sehr lockere Schlacke, die außerdem durch hohen Schwefelgehalt, mitunter bis zu 5%, verunreinigt ist. Diese Schwefelverbindungen, meist Sulfide, oxydieren sich an feuchter Luft und unter Wasser zu wasserlöslichen Sulfaten, die infolgedessen im Beton oder Eisenbeton dessen Zerstörung herbeiführen. Es muß also, falls solche Schlacke zur Anwendung kommen soll, erst dafür gesorgt werden, daß diese Schwefelverbindungen auf irgend eine Weise aus der Schlacke entfernt werden, was sich — das sei hier nur angedeutet — auf zwei Wegen erreichen läßt. Aber auch bei der Herstellung des Betons aus Müllverbrennungsschlacke muß folgender Punkt berücksichtigt werden; hier sind es die Eisenoxydulverbindungen, welche Schädigungen des Betons und Eisenbetons hervorrufen können.

Bei der Verbrennung des Mülls spielt die Verbrennungstemperatur eine bemerkenswerte Rolle, und zwar insofern, als bei hoher Temperatur das im Müll enthaltene Eisenoxyd und die Eisenoxydverbindungen durch das Kohlenoxyd zu Oxydul reduziert werden nach dem Schema $Fe_2O_3 + CO = 2FeO + CO_2$, während bei niedrigerer Temperatur diese Reaktion nur im kleinen Maßstabe stattfindet.

Ähnliche Vorgänge spielen sich auch beim Hochofenprozeß ab; das Kohlenoxyd selbst bildet sich auch im Müllverbrennungs-Ofen zum großen Teil durch Reduktion des Kohlendioxyds, durch Kohle nach dem Schema: $CO_2 + C = 2CO$. Diese Reaktion wird katalytisch beeinflusst durch die Anwesenheit von Eisen, Kobalt, Nickel, Mangan; und zwar in einem sie befördernden Sinne. In technischer Hinsicht ist also die Aufgabe gestellt, die Müllverbrennungsanlage so zu gestalten, daß auch bei niedrigerer Temperatur eine vollständige Verbrennung stattfindet. Einerseits darf möglichst wenig Eisenoxydul gebildet werden, andererseits muß eine der Hochofenschlacke ähnliche, harte, hydraulische Schlacke gewonnen werden — auch bei niedrigerer Temperatur.

Der hohe Gehalt an Eisenoxydul in den Müllverbrennungsschlacken erregte aber folgende Bedenken: diese Schlacke wird gemahlen, und dann zur Herstellung von Beton- und Eisenbetonkörpern verwendet, unter Zusatz von Zement und Sand. Nun lag die Befürchtung zunächst vor, daß das Eisenoxydul im Beton sich oxydieren und durch Uebergang in das Eisenoxyd vielleicht noch andere schädigende Reaktionen hervorrufen würde. Indessen scheinen die bisherigen Beobachtungen diese Befürchtungen nicht bestätigt zu haben.

Dagegen muß entschieden davor gewarnt werden, Schwefelverbindungen, die z. B. in Kiesen und Sanden enthalten sein können, mit solchen Müllverbrennungsschlacken zusammen zu verarbeiten. Denn das sehr reaktionsfähige Eisenoxydul verbindet sich mit dem Schwefel zu Eisensulfid, das durch Oxydation in das Sulfat übergeht; dieses wird aus dem Zement ausge-

laugt, und dadurch das feste Gefüge des Betons zerstört. Der Analyse nach hat die Müllverbrennungsschlacke der Stadt Barmen z. B. folgende Zusammensetzung:

	Sommer-Schlacke	Winter-Schlacke
Kalk	9,88%	9,92%
Kieselsäure	46,08 „	45,74 „
Eisenoxydul	16,09 „	15,75 „
Tonerde	18,84 „	21,74 „
Magnesia	2,67 „	2,51 „
Schwefelsäure	2,09 „	1,54 „
Unbestimmter Rest	3,95 „	2,15 „

3 Teile Müllschlacke oder Flugasche mit 1 Teil Kalk gemischt und zu Zerreißkörpern verarbeitet, besaßen nach 4 Wochen etwa 4—5 kg/qcm Zugfestigkeit. Preßlinge aus Müllschlacke mit 6% Aetzkalk zu Steinen verarbeitet und dann im Dampfkessel erhärtet, wiesen Druckfestigkeiten von etwa 400 kg/qcm auf.

Ferner war noch die Befürchtung vorhanden, daß im Eisenbetonkörper die Schlacke das Eisen oxydieren würde. Im Portland-Zement und Eisen-Portland-Zement ist das Eisen dadurch vor der Oxydation geschützt, daß der Zement beim Anrühren mit Wasser Kalkhydrolytisch abspaltet, und daß durch diese alkalische Reaktion das Eisen vor der Oxydation geschützt ist.¹⁾ Aber auch in der Müllverbrennungs-Schlacke scheint dieses der Fall zu sein. Nach meinen Versuchen wenigstens blieb in einer Mischung von 75% Müllverbrennungs-Schlacke und 25% Portland-Zement das Eisen unoxidiert.

Sehr wahrscheinlich wird sich auch ein anderer Vorgang in diesem Gemisch von Müllverbrennungs-Schlacke und Portland-Zement einstellen, obgleich wohl unmittelbare Beobachtungen noch nicht vorliegen: die Entrostung des Eisenbetons.²⁾

Diese beruht auf Folgendem: Das hydrolytisch beim Anrühren mit Wasser aus dem Zement abgespaltene Kalziumoxyd oder Hydroxyd verbindet sich mit der Kohlensäure der Luft zu saurem, kohlensaurem Kalk, der in Verbindung mit etwas Alkalisulfat oder Gips, die ja in jedem Zement enthalten sind, das Eisenoxyd auflöst. Diese Entrostung findet nur in dem Stadium des Zementes statt, in dem er noch Feuchtigkeit enthält, also im wesentlichen während des Abbindens; doch setzt sich dieser Vorgang der Entrostung über den Punkt, der mit der Nadel von Vicat bestimmt wird, weiter fort. Im erhärteten Zement und Eisenbeton findet aber keine Entrostung mehr statt. Die Rostschicht des Eisens besteht aus gelbem Eisenoxyd, das locker auf dem Eisen sitzt, oder schwarzem Eisenoxydoxydul, das sehr fest mit der Oberfläche des Eisens verbunden ist; aber beide Oxyde werden durch den oben erwähnten Vorgang entrostet.

Beim gewöhnlichen Eisenbeton sind diese merkwürdigen Entrostungen sowohl im Laboratorium wie bei vielen Eisenbetonbauten beobachtet worden;³⁾ wenn man auch die richtigen Ursachen dieser Vorgänge nicht erkannt hatte. Nach den bisherigen Beobachtungen kann demnach aber auch die Müllverbrennungs-Schlacke zur Herstellung von Eisenbeton verwendet werden.

¹⁾ „Stahl und Eisen“. P. Rohland, Eine Bemerkung über den Eisenbeton. 1905.

²⁾ Vergl. P. Rohland, Die Entrostung des Eisens im Beton. „Stahl und Eisen“. 1907.

³⁾ Vergl. P. Rohland, Der Eisenbeton. Kolloid-chemische und physikalisch-chemische Untersuchungen. O. Spamer. Leipzig 1912.

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 14. Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen. Ausgeführt i. d. kgl. sächs. Mech. Techn. Versuchs-Anst. zu Dresden 1909—1911. Bericht erstattet von Geh. Hofrat Prof. H. Scheit, Dir. d. Vers.-Anst., und Priv.-Doz. Dipl.-Ing. O. Wawrziniok, Adjunkt der Anst. Berlin 1912. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis 4 M. —

Die Versuche sollten die für die Praxis wichtige Frage behandeln, welcher Art die Stoßverbindungen langer Eisen in Eisenbeton-Konstruktionen sein müssen, um dieselbe Sicherheit zu bieten, wie durchgehende Eisen. Die Versuche wurden angestellt, einerseits mit der vielfach üblichen einfachen Stoßüberdeckung der nebeneinander liegenden, gerade abgeschnittenen Eisen, wobei verschiedene Ueberdeckungs-längen angewendet wurden, andererseits mit Stoßüberdeckungen der Eisen unter gleichzeitiger Umbiegung der Eisen-Enden am Stoß, mit Stoßflaschen,

direkter Verbindung der gestoßenen Enden in Hakenform usw. Die Versuche wurden angestellt im allgemeinen mit Balken von 30 · 30 cm Querschnitt, 2 m Stützweite, belastet durch zwei Einzellasten in je 0,5 m Abstand von der Mitte, einer Eiseneinlage von 25 mm Durchm., im Alter von 45 Tagen. Bei den Hauptversuchen wurden Kontrollversuche mit gleichartigen Balken aber einem durchlaufenden Eisen angestellt. In allen Fällen besaßen die Eisen an den Balkenköpfen Rundhaken.

Die zuerst geprüften Balken mit einfacher Stoßüberdeckung von 25, 50, 75 cm Länge hatten 12% Wasserzusatz. Sie erreichten in keinem Falle die hier nur rechnungsmäßig festgestellte Widerstandsfähigkeit des durchgehenden Eisens. Die Rißlast war für alle Ueberdeckungs-längen fast die gleiche, die Bruchlast nahm mit der Ueberdeckungs-länge zu, der Gleitwiderstand ab. Es wurden dann weitere Versuche mit dem geringeren Wasserzusatz von 9% angestellt mit 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200 cm Ueberdeckung. Riß-, Bruchlast und Gleitwiderstand stellten sich zwar bei den Ueberdeckungen von 25, 50, 75 cm erheblich höher als im ersten Fall, erwiesen sich

aber noch nicht als gleichwertig dem Widerstand der Kontrollbalken mit durchgehendem Eisen. Bei 100 cm Ueberdeckung und mehr wurde die Zerstörung durch Aufspalten der Enden durch die Haken infolge zu geringer Ueberdeckung außerhalb des Stoßes bewirkt. Es wurden daher weitere Balken von 3 m Länge, mit 150 cm Lastabstand, 8 % Wasserzusatz und 125 bzw. 150 cm Ueberdeckung geprüft, deren Beton mit Maschinen, statt wie früher von Hand gemischt war. Sie zeigten eine weitere Steigerung der Reiß- und Bruchlast, welche letztere aber für beide Ueberdeckungen gleich war, da die Zerstörung infolge Ueberschreitung der Fließgrenze des Eisens erfolgte, die dann ein Ablösen vom Beton herbeiführte. Bei 125 cm Stoßdeckung wurde nahezu die Bruchlast des Balkens mit durchgehendem Eisen erreicht, die größere Ueberdeckung konnte dann keine weitere Steigerung mehr herbeiführen. Im übrigen zeigte sich die Wirkung dieser Stoßverbindung in hohem Maße abhängig vom Wasserzusatz und der Betonbereitung; diese Verbindung kann für die Praxis im allgemeinen nicht empfohlen werden. Die nachstehende Tabelle gibt eine Zusammenstellung der mittleren Werte der drei Versuchsreihen.

Zusammenstellung
der Reiß- und Bruchlasten, sowie des Gleitwiderstandes bei
verschiedenen Ueberdeckungen und Wasserzusätzen.

Wasser- zusatz	Ueberdeckung	25 cm kg	50 cm kg	75 cm kg	Würfel- festigkeit
12% Hand- Mischung	Reißlast	2340	3010	2734	82 kg/qcm
	Bruchlast	2460	4390	5712	
	Gleit-Widerstand	15,2	12,8	10,6	
	Berechn. Eisensp.	608	1026	1265	
9% Hand- Mischung	Reißlast	4150	5000	4830	(Bruchlast bei durchgeh. Eisen 1117 kg) 151 kg/qcm
	Bruchlast	4750	8310	9330	
	Gleit-Widerstand	24,5	23,6	17,3	
	Berechn. Eisensp.	981	1891	2075	
		125 cm	150 cm	durchg. Eisen	
8% Maschin- Mischung	Reißlast	3500	4000	3833	269 kg/qcm
	Bruchlast	8500	8500	8833	
	Eisenspannung .	2895	2895	3000	
	Gleit-Widerstand	14,5	12,1		

Bei der letzten Versuchsreihe wurden die Balken wieder mit 2 m Stützweite hergestellt, aber mit 8% Wasserzusatz und Maschinen-Mischung, bei 25, 50, 75 cm Ueberdeckung. Am ungünstigsten erwies sich die einfache Hakenverbindung, da die Haken sich nicht innig berührten und die dünne Betonschicht dazwischen zerdrückt wurde. Auch die Laschenverbindungen erreichten die Festigkeit bei ungestoßenen Eisen nicht. Die übrigen Stoßverbindungen wiesen schon bei 50 cm Ueberdeckung ausreichende Widerstandsfähigkeit auf, die bei Verlängerung der Stoßdeckung auf 75 cm nicht wesentlich zunahm. Eine Umwicklung der Stoßüberdeckung mit Draht, die im Interesse der sicheren Lage der Stäbe bei der Beton-Einbringung in praktischer Hinsicht erwünscht ist, zeigte, trotzdem die Umschließung der Stäbe mit Beton dann keine so innige wird, keinen Verlust an Widerstandsfähigkeit.

Innerhalb der Versuchsgrenzen wurde also der Nachweis erbracht, daß die in der Praxis gebräuchliche Stoßüberdeckung um 50 cm bei Aufbiegung der Stoßenden der Stäbe zu Rundhaken dieselbe Sicherheit bietet, wie ein durchgehendes Eisen. —

Der Eisenbetonbau in Berechnung und Ausführung. Ein Lehrbuch für Schule und Selbstunterricht, ein Hilfs- und Nachschlagebuch für die Praxis. Zusammengestellt von Ing. Karl Allitsch, Professor a. d. Staatsgew.-Schule zu Innsbruck. 2. Aufl. Auf Grund der österr. Eisenbeton-Vorschr. für Hochbau v. J. 1911 umgearbeitet. Wien und Leipzig 1912, Verlag Franz Deuticke. Pr. 6 M. —

Das vorliegende Werk befaßt sich fast ausschließlich mit der Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen, und zwar der Platte und des Plattenbalkens, einfach und doppelt bewehrt, sowie der zentrisch belasteten Säule mit Bügel- bzw. Spiral-Bewehrung. Die Ausführung wird nur in knappster Form gestreift. Die Grundlage bilden die neuen österr. Vorschriften. Für Platten und Plattenbalken werden sowohl Formeln für die Berechnung der Spannungen wie für die Dimensionierung gegeben. Voraussetzung ist im letzteren Falle, daß sowohl der Betondruck wie der Eisenzug gleichzeitig die höchsten, nach den Vorschriften zulässigen Werte erreichen. Bei den Plattenbalken ist ferner, um aus den zahllosen möglichen Balken gleicher Tragfähigkeit einen wirtschaftlich möglichst günstigen heraus zu wählen, das Verhältnis der Plattendicke zur nutzbaren Rippenhöhe und ebenso der Rippenstärke zur Plattenbreite wie 1 : 5 gewählt. Es wird

ferner nachgewiesen, daß bei so dimensionierten Platten und Plattenbalken sich der besondere Nachweis der Beton-Zugspannungen (der nach den österr. Vorschriften unt. Umst. gefordert wird) erübrigt, da diese erheblich unter den zulässigen Zugspannungen bleiben. Bei der doppelten Armierung wird unter den gemachten Voraussetzungen gezeigt, daß eine Eisenbewehrung in der Druckzone nur dann notwendig wird, wenn die Konstruktionshöhe der Platten bzw. die Rippenhöhe der Plattenbalken geringer ist als die entsprechende Höhe bei einfacher Bewehrung. Die angewendeten Formeln werden für die drei in den Vorschriften zugelassenen Werte von 42, 37, 32 kg/qcm Betondruckspannung für die Mischungsverhältnisse 1 : 3 (470 kg Zement auf 1 cbm Sand und Steinmaterial), 1 : 4 (350 kg Z.), 1 : 5 (280 kg Z.) auf möglichst einfache Ausdrücke zurückgeführt. Die Werte sind dann übersichtlich in Tabellen zusammengestellt. Verfasser hat außerdem Interpolations-Tabellen aufgestellt für die zulässigen Beanspruchungen bei Zwischenwerten der Mischungen 1 : 3, 1 : 4, 1 : 5, abgestuft nach je 10 kg Portland-Zement (diese Interpolation ist nach den österr. Vorschriften zugelassen). Umgekehrt soll nach der genaueren Durchrechnung der Spannungen, die sich in der Ausführung natürlich nicht voll mit den Höchstwerten decken können (namentlich nicht bei den Plattenbalken, bei denen die Eisen in mehreren Lagen übereinander im Steg angeordnet werden müssen), aus diesen Tabellen für geringere Spannungen eine noch ausreichende geringere Betonmischung abgeleitet werden. Das erscheint theoretisch zwar recht schön, aber für die Praxis in dieser Form doch etwas bedenklich bei den vielen anderweiten Umständen, welche die Festigkeit des Betons beeinflussen. Auch für die Säulen sind einfache Formelausdrücke für bestimmte Armierungsprozente entwickelt. Dem Werke sind einige weitere Tabellen (über Rundeseisen, Momente usw.) und die österr. Vorschriften für Beton und Eisenbeton beigegeben.

Das sehr übersichtliche und in der Darstellung klare Werk kann auch den deutschen Ingenieuren, die gelegentlich nach den österr. Vorschriften zu rechnen haben und sich doch nicht in dem Maße in die Sache vertiefen wollen, wie es z. B. das umfangreiche, ebenfalls auf den österr. Vorschriften basierende Buch von Haberkalt & Postuwanschitz erfordert, empfohlen werden. — Fr. E.

Vermischtes.

Das Verhalten von Kohleteilchen im Beton. Daß dem zur Betonbereitung verwendeten Sand bzw. Kies beige-mengte Kohleteilchen unt. Umst. auf die Festigkeit des Betons in erheblichem Maße schädigend einwirken können, ist schon seit längerem bekannt und es sind daher solche Materialien entweder überhaupt nicht, oder doch nur in gewaschenem Zustande zu verwenden. Der „Deutsche Beton-Verein“ hat, um die Frage, unter welchen Umständen solche Schädigungen auftreten können, eine Rundfrage unter seinen Mitgliedern über ihre Erfahrungen veranstaltet, die zwar ein nicht durchaus übereinstimmendes Bild gibt, im allgemeinen aber das Ergebnis hatte, daß zunächst zwischen Steinkohle und Braunkohle ein Unterschied zu machen ist, und daß nur bei letzterer in vereinzelt Fällen Treiberscheinungen und Reißbildungen im Inneren von Betonkörpern hervorgerufen worden sind und daß sich dementsprechend die Druckfestigkeit solcher Körper weniger hoch stellte. Dagegen äußert sich bei nahe der Oberfläche liegenden Kohleteilchen auch bei Steinkohle eine ungünstige Wirkung, wenn auch nicht in gleichem Maße wie bei Braunkohle. Es wird hierzu ausgeführt, daß die Kohle, die nicht weit hinter der Oberfläche sitzt, aufweiche, es bilde sich ein brauner Schlamm, der nach außen hin drückt und den darüber liegenden Zementmörtel unter Umständen zum Abplatzen bringt. Bei gewöhnlichen Putzflächen handelt es sich also in der Regel um Schönheitsfehler. Schlimmer sei die Sache bei wasserdichtem Putz, da durch die entstehenden Löcher die Wasserdichtigkeit verringert wird. Sind solche Zerstörungs-Erscheinungen eingetreten, so könne man sich dadurch helfen, daß man die Kohlestückchen mit einem messer-artigen Werkzeug herausbohrt und den Putz an den betreffenden Stellen erneuert. Jedenfalls sei es zweckmäßig, für wasserdichten Putz von vornherein nur einen vollkommen reinen Sand zu verwenden, der frei von jeglichen Kohlebeimengungen ist, um von den erwähnten Schäden mit Sicherheit frei zu bleiben. —

Inhalt: Ein Kohlenmagazin in Eisenbeton der Salanger-Werke in Norwegen. — Aus den Beschlüssen des VI. Kongresses des „Internationalen Verbandes für Materialprüfungen der Technik“ in New York. — Die trägerlose Eisenbetondecke. — Beton und Eisenbeton aus Müllverbrennungs-Schlacken. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



ETONHALLE AUF DER INTERNATIONALEN
 BAU-AUSSTELLUNG IN LEIPZIG 1913. * HAUPT-
 ANSICHT. * ENTWURF: ARCHITEKT PROFES-
 *** SOR W. KREIS IN DÜSSELDORF. ***
 DEUTSCHE BAUZEITUNG
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND
 EISENBETONBAU * IX. JAHRGANG 1912 * NO. 22.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 22.

Betonhalle auf der Internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig 1913.

Hierzu eine Bildbeilage, sowie die Abbildungen S. 172 und 173.



uf der Internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig im Jahre 1913, von der man nach dem Gesamtplan und den bisherigen Vorbereitungen Bedeutendes erwarten darf, wird auch die deutsche Betonindustrie in würdiger Weise vertreten sein. Zwar hat der „Deutsche Beton-Verein“ von dem ursprünglichen

Plan, eine eigene Betonhalle als Ausstellungsgegenstand zu wählen, Abstand nehmen müssen, unter seiner Führung wird aber eine einheitlich zusammen gefaßte Ausstellung von Zeichnungen, Photographien und Modellen aus dem Gebiete des Betonbaues und der Zementindustrie veranstaltet werden und im Mittelpunkt eines Monumentalbaues Platz finden, der von Künstlerhand gestaltet, ganz in Beton und Eisenbeton errichtet werden wird.

An hervorragender Stelle am Ende der großen Hauptquerstraße der auf das Völkerschlacht-Denkmal gerichteten Straße des Jahres 1813 wird sich dieser Bau erheben, dem Professor W. Kreis in Düsseldorf die wirkungsvolle äußere Gestalt und die künstlerische Durchbildung verlieh, während die technische Ausgestaltung und die Ausführung den beiden Leipziger Betonbaufirmen Rudolf Wolle und Kell & Löser obliegt. Der Bau, den wir in den Abbildungen auf S. 172 und 173, sowie auf der Bildbeilage nach den Entwurfskizzen darstellen, wird mit Unterstützung der Stadt Leipzig errichtet und soll später erhalten bleiben. Bei 120^m Frontlänge besteht er aus einem Mittelbau, der von einer Kuppel von 30^m Durchmesser im Grundriß überdeckt wird, die sich bis zu 28^m Höhe i. L. erhebt. Dieser Mittelbau wird umgeben von zweigeschossigen Umgängen, die sich im Obergeschoß zu einer zusammen hängenden Galerie von 6,8^m Tiefe entwickeln. Dieser ganze Mittelbau ist der Beton- und Zementindustrie überlassen, der außerdem hinter dem Gebäude im Freien noch größere Flächen für Ausstellungszwecke zur Verfügung stehen. Seitlich schließen sich an den Mittelbau zwei gleich lange niedrige Flügel (je 39^m) an, die bei rd. 24^m Breite sich bis zu etwa 11^m Höhe erheben und durch Säulenstellungen in ein in voller

Höhe durchgehendes Mittelschiff von 9,5^m l. W. und zwei zweigeschossige Seitenschiffe geteilt sind. Den linken Flügelbau wird der preuß. Staat und die wissenschaftliche Abteilung, den rechten Flügel die Stadt Leipzig für sich in Anspruch nehmen. An der Mittelachse schließt nach hinten — aber nicht mehr zur Betonhalle gehörig — die Kunstaussstellung an. Zwischen beide ist ein monumental ausgestattetes Treppenhaus von 10,7 · 18,2^m Grundfläche eingeschaltet. Groß angelegte Treppenanlagen führen ferner an den Kopfenden der Seitenhallen zu den Galerien empor, eine vierte Nebentreppe ist schließlich in einer Ecke des Haupteinganges angeordnet, der in der Achse der Linden-Allee in den Kuppelbau führt. Dieser Haupteingang ist betont durch eine 23,5^m breite, dem Kuppelbau vorgelagerte Vorhalle, deren Giebel von 5 Säulen in dorischen Formen getragen wird. Den Maßstab des Baues möge die Angabe charakterisieren, daß diese Säulen 9,5^m Höhe und etwa 1,4^m größte Stärke besitzen. Die rechte Seitenhalle und das hintere Treppenhaus sind in ganzer Ausdehnung unterkellert, teils des ansteigenden Geländes wegen, teils um Räume für die Unterbringung einer später einzubauenden Heizanlage zu schaffen.

Was die künstlerische Ausgestaltung, die monumentale Kraft des Äußeren und die bedeutende Raumwirkung des Inneren betrifft, so mögen hier die Abbildungen für sich sprechen. Bildnerischer Schmuck soll zur Belebung der großen Flächen nur an wenigen Stellen angewendet werden, so im Giebfeld des Haupteinganges, für den Fries der Hallenbauten unter dem Hauptgesims, im Treppenhausbau an der Rückseite und für den 3^m hohen Fries oberhalb des Hauptgesimses im Kuppelbau.

Was die technische Ausführung betrifft, so ist der gesamte Hallenbau, einschl. der 16 tragenden dorischen Säulen im unteren Teil des Kuppelbaues, der Wände zwischen diesen Säulen, der Kuppel selbst usw., in Beton und Eisenbeton geplant.

Die Gründung des Gebäudes ist bereits in Stampfbeton ausgeführt und zwar in Gestalt einer durchgehenden Fundament-Ringplatte mit einzelnen aufgesetzten Pfeilerfundamenten. Ebenso sind die Kellermauern in Stampfbeton hergestellt.

Die aufgehenden Umfassungsmauern werden als

ausgemauertes Eisenbeton-Fachwerk hergestellt, soweit nach späteren Angaben nicht Muschelkalkbeton zur Anwendung kommt. Die inneren, nicht tragenden Wände werden teils als Monierwände, teils als Ritzwände und teils als armierte Ziegelwände ausgebildet.

Das Kuppelgewölbe hat die Form einer flachen Halbkugel mit Unterstützungspfählen zwischen dem Druck- und Zugring über der Säulenstellung der Umfassungen und wird in seiner inneren Leibung durch angestampften, ungeputzten Beton in reicher Weise architektonisch gegliedert werden. Die Kuppelrückflächen werden abgeglichen und erhalten eine Verkleidung mit Biberschwänzen auf Lattung. Die Verbindung zwischen Kuppelbau-Hauptgesims und Kuppelrücken geschieht durch einen aufbetonierten, dreistufigen Abschluß.

Die Decken werden in Eisenbeton-Konstruktion hergestellt und zwar im Keller und den Nebenräumen mit Haupt- und Nebenbalken, im Rundbau, Erdgeschoß und Obergeschoß mit ebener Untersicht ohne vortretende Balken, im Vorbau, in den Durchgangsräumen und im Rückbau kassettiert oder sonst architektonisch gegliedert, im Erdgeschoß der Seitenhallen mit ebener Untersicht bei vortretenden Hauptbalken, im Obergeschoß mit architektonischer Gliederung.

Die Oberlicht-Konstruktion der Kuppel für die Aufnahme der unteren Oberlicht-Verglasung wird aus Eisenbeton-Tragrippen gebildet und mit der durch den Druckring der Kuppel gebildeten Oberlicht-Umrahmung verbunden. Auch in den übrigen Gebäudeteilen werden die Oberlicht-Umfassungen in Monier-Konstruktion durchgeführt und zum Teil architektonisch ausgestaltet werden. Die Oberlichter selbst sind sämtlich doppelt und bestehen innen aus weißem Glas auf den Eisenbeton-Sprossen, außen aus Rohglas oder Drahtglas in Eisenbeton-Konstruktion.

Die Dachschrägen zur Aufnahme der Eindeckung aus Dachpappe oder einem ähnlichen Material werden in Holzkonstruktion mit Schalung hergestellt.

In Muschelkalkbeton mit steinmetzmäßiger Bearbeitung der Ansichtsflächen und Ausarbeitung der

Gliederungen werden ausgeführt: die 6 dorischen Säulen an der Vorderfront, die Umfassungswände oberhalb dieser Säulen mit der geschilderten Ausbildung als Architrav, Giebelndreieck und Hauptgesims, der Gebäude-Architrav mit Hauptsims am vorderen Rundbau, die 16 dorischen Säulen im Kuppelbau, die Türumrahmungen der Rundwände zwischen diesen Säulen, die Rundwand von Säulen-Oberkante bis Oberkante Hauptgesims einschließlich aller Gliederungen, die Eisenbeton-Brüstungen der 16 Galerien im Kuppelbau und diese Galerien selbst.

Steinmetzmäßige Bearbeitung ohne Vorsatzbeton erhalten die Betonflächen der Haupttreppen-Anlage nebst ihrem Geländer im Rückbau, der mit eisernem Geländer versehenen Treppenanlagen in den Seitenhallen und der Nebentreppen im Vorbau.

Mit Edelputz werden versehen sämtliche äußere Ansichtsflächen, soweit sie nicht in der angegebenen Muschelkalkbeton-Ausführung enthalten sind, die Ansichtsflächen der Wände im Kuppelbau unter der gleichen Voraussetzung, sowie das Band unterhalb des Hauptgesimses bis zum Kuppelanfang.

Alle übrigen, bisher nicht genannten Wand- und Deckenflächen sollen fein getünchten Kalkmörtelputz erhalten, wobei jedoch nicht ausgeschlossen ist, daß noch einige weitere Teile des Bauwerkes anstelle des Putzes steinmetzmäßige Bearbeitung erhalten werden.

Als Fußböden kommen in Frage für die Eingangshallen, den inneren Kuppelraum und die Ausgangshallen Kunststeinplatten, für die Räume des Umbaues und der Seitenhallen Zementplatten oder Betonfußboden, für alle übrigen Räume Zement-Estrich auf den Eisenbetondecken.

Die Kosten des Baues sind auf 750000 M. veranschlagt, die teils durch verschiedene Zuschüsse, teils durch die Zementindustrie und durch Platzmiete gedeckt sind bzw. aufgebracht werden müssen. Die ausführenden Firmen bringen ebenfalls erhebliche Opfer und haben auf jeden Gewinn verzichtet.

Möge der Ausstellung ein voller Erfolg beschieden sein. —

Druckrohrleitungen der Stadt Paris. *)

Von Stadtbaumeister Kutschke in Charlottenburg. (Hierzu die Abbildungen S. 175.)

In Deutschland sind Druckrohrleitungen für die Entwässerung der Städte bisher fast nur in Gußeisen oder Flußeisen zur Ausführung gelangt. Da das Anlagekapital für diese Leitungen meist recht beträchtlich ist, und z. B. für Berlin etwa 20 Millionen M. beträgt, so muß der Auswahl des Baumaterials auch eine entsprechende Bedeutung beigemessen werden. Außerdem muß auf die Sicherheit der Anlage, und zwar besonders dann, wenn die Druckrohre in Verkehrsstraßen liegen, Rücksicht genommen werden, denn Rohrbrüche können einen Schaden anrichten, der die etwaigen bei der Beschaffung des Rohrmaterials gemachten Ersparnisse übertrifft.

In Frankreich und besonders in Paris hat die Entwicklung im Bau von Druckrohren, trotzdem dort auch diese Grundgedanken maßgebend gewesen sind, einen anderen Weg eingeschlagen als in Deutschland, und es dürfte daher von Interesse sein, die Druckrohrleitungen der Stadt Paris, welche der Verfasser im Jahre 1911 auf einer Dienstreise näher kennen lernte, in ihrer Entstehung und weiteren Ausbildung zu betrachten.

Um die Assanierung der Seine zu verwirklichen, hat die Stadt Paris im Jahre 1876 auf Grund von Studien, die bis auf das Jahr 1864 zurückgingen, beschlossen, die Reinigung ihrer Abwässer durch Rieselfelder mit landwirtschaftlichem Betriebe zu bewirken und dazu die auf den alten stromabwärts gelegenen Alluvialgeländen befindlichen Gegenden, von Gennevilliers, Achères, Carrières-Triel und Méry-Pierrelay zu benutzen.

Die Hauptsammelkanäle der Stadt Paris vereinigen sich am Pumpwerk von Clichy (Abbildung 1); eine Aus-

nahme hiervon macht allein der Nordsammler, welcher vom Tor de la Chapelle ausgeht und in zwei Gefälleleitungen durch die Ortschaft St. Ouen in die Ebene von Gennevilliers führt. Das Pumpwerk von Clichy befördert einen Teil der Abwässer ebenfalls hierher, während es den anderen Teil, und zwar den wichtigsten, nach dem Pumpwerk von Colombes drückt. Die hierzu gehörige Leitung wird mit einem Dücker von 2,3 m Durchm. unter der Seine hindurch geführt und hat von da ab als Gefälleleitung einen Durchm. von 3 m. Abbildung 2. Die Maschinen des Pumpwerkes von Colombes heben die Abwässer, welche von Clichy kommen, sowie den Ueberschuß an Abwässern, welchen das Rieselfeld von Gennevilliers nicht verarbeiten kann, und drücken sie durch Leitungen, welche bei Argenteuil die Seine auf einer Brücke überschreiten, bis auf den Hochpunkt von Argenteuil. Dieser liegt so hoch, daß er das ganze Seine-Tal bis Mantes beherrscht und von ihm geht die Hauptleitung aus, welche sich auf eine Länge von mehr als 22 km auf dem rechten Seine-Ufer erstreckt und dabei die Ortschaften Corneilles, La Frette, Herblay und, die Oise überschreitend, Triel berührt. Die Druckrohr-Leitung zwischen Colombes und dem Hochpunkte besteht auf der Seine-Brücke aus vier Rohren von je 1,1 m Durchm. und weiter aus zwei Rohren von je 1,8 m Durchm.

Die Hauptleitung besteht in ihrem größten Teil aus einer Gefälleleitung von 3 m Durchm., welche 9,75 cbm/Sek. Abwasser bewältigen kann, und an den Stellen, wo sie das Tal Chennevières und die Oise überschreitet, aus einem Rohr von 2 m Durchm.

Von der Hauptleitung gehen die Nebenleitungen ab, welche die einzelnen Rieselfelder speisen, und zwar in Herblay die Leitung für Achères, in Pierrelay diejenige für Méry und in Triel die für Carrières.

Die maschinelle Einrichtung des Pumpwerkes von Clichy setzt sich zusammen: 1. aus 4 Maschinen mit 2 Zentrifugalpumpen von 200 PS. im ganzen; 2. aus 4 Maschinen mit Zentrifugal-Pumpen von je 130 PS.; 3. aus 3 elektrisch betriebenen Pumpen von je 220 PS.

*) Anmerkung der Redaktion. Der Gegenstand ist zwar zum Teil bereits in der Fachliteratur früher behandelt, u. a. auch in einer Besprechung der Kanalisation von Paris in der „Deutschen Bauzeitung“ Jahrgang 1902, Seite 150 ff., jedoch nur hinsichtlich der älteren Anlagen und außerdem nicht so eingehend in Bezug auf die Ausführung. Außerdem verdient der Gegenstand erneutes Interesse, da vielleicht Druckrohre aus Eisenbeton demnächst in Deutschland ausgeführt werden.

Die zufließenden Abwässer durchströmen noch, bevor sie in die Maschinen gelangen, ein Absitzbecken und einen Rechen. Hier setzen sich der Schlamm und die Absitzstoffe zum Teil nieder und werden dann durch zwei Krane gehoben, welche durchschnittlich 150 cbm Material an einem Tage herauschaffen. Die Rechen sind teils fest und teils beweglich.

Die maschinelle Einrichtung des Pumpwerkes von Colombes umfaßt 18 Dampfmaschinen und 33 Kesselanlagen; die zugehörigen Pumpen sind doppelt wirkende Plungerpumpen, welche unmittelbar mit den Antriebsmaschinen verbunden sind. Zu diesen Maschinen, welche zusammen 5400 PS. leisten können, sind im Jahre 1911 noch zwei elektrische Zentrifugalpumpen von je 574 PS. oder je 1000 1/Sek. Förderung hinzugekommen.

Bevor die Abwässer in Colombes in die Pumpen gelangen, durchfließen sie wieder Absitzbecken, in denen täglich etwa 200 cbm Schlamm gewonnen werden. Im Jahre 1911 ist die Größe dieser Absitzbecken verdoppelt und

offene Gräben. Die Drains liegen in einer mittleren Tiefe von 3 m und bestehen aus Stampfbeton oder Eisenbeton.

Auf den Rieselfeldern werden durchschnittlich 110 cbm/ha für den Tag Abwässer gereinigt, ein Maß, welches durch die Gesetze für die Assanierung der Seine festgelegt ist. Zum Vergleich sei hier angeführt, daß auf den Rieselfeldern von Charlottenburg, die eine Vorreinigung in Absitz-Becken besitzen, 135 cbm/ha für den Tag und auf denen von Berlin ohne Vorreinigung 30

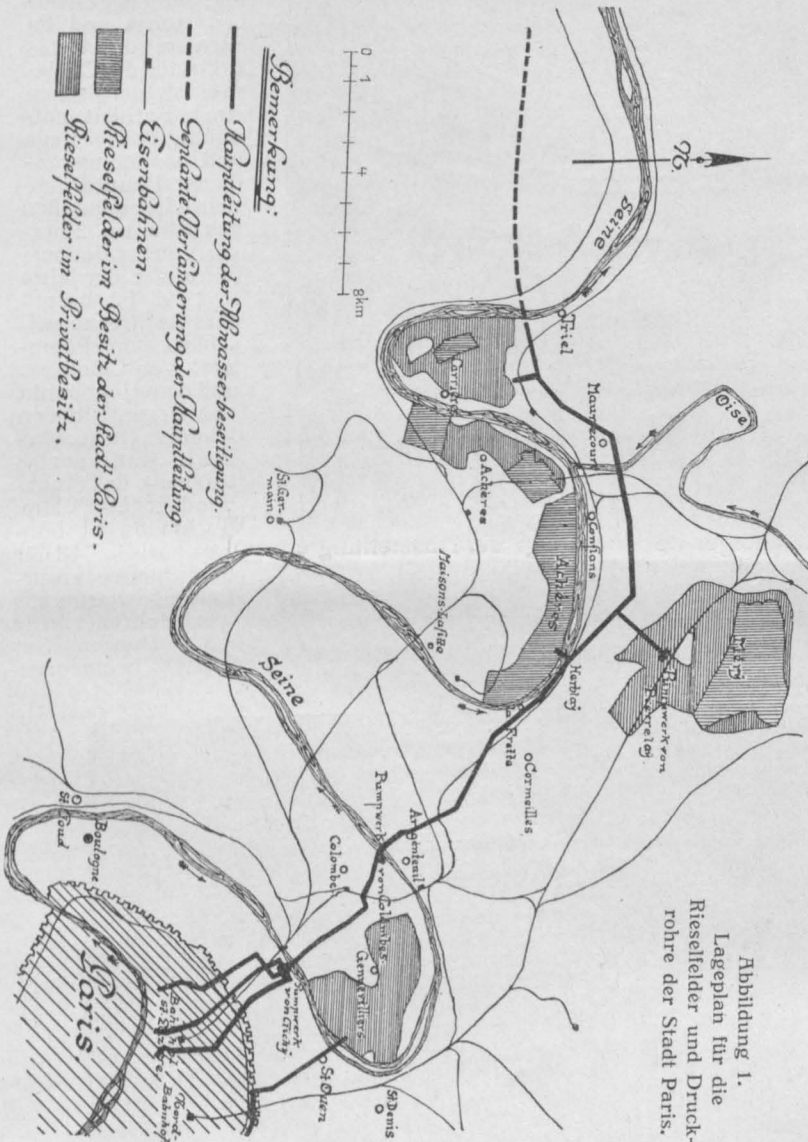


Abbildung 1.
Lageplan für die
Rieselfelder und Druck-
rohre der Stadt Paris.

außerdem ist noch eine Ofen-Anlage mit Vortrocknung für die Verbrennung des Schlammes geschaffen worden.

Der Umfang der unter Kultur stehenden Rieselfelder ist zurzeit folgender (Vergl. Abbildung 1):

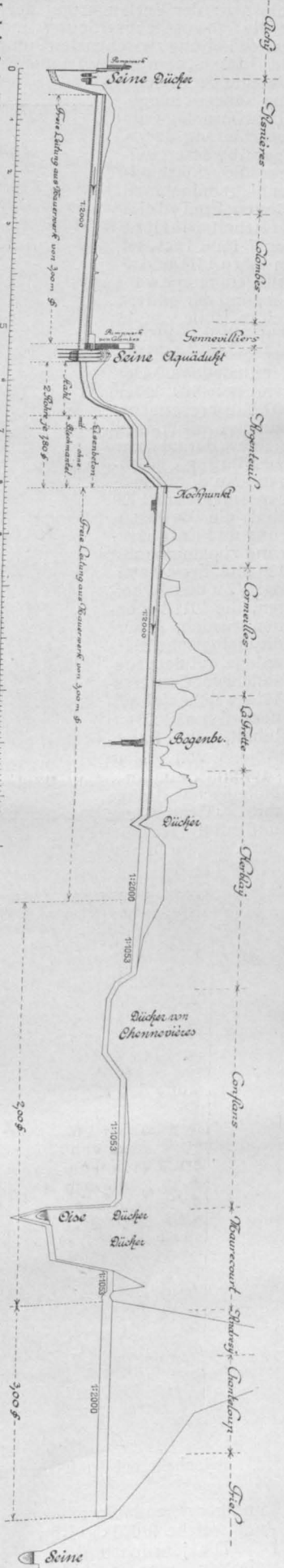
Gennevilliers	814	ha
Achères	1356	"
Méry-Pierrelay	2010	"
Carrières-Triel	950	"
Zusammen	5130	ha

Die Verteilung der Abwässer auf den Rieselfeldern vollzieht sich mit Hilfe eines Netzes von Leitungen aus Eisenbeton von 0,3—1,1 m Durchm., welche je nach der Druckhöhe mit oder ohne Blechmäntel konstruiert und an bestimmten Punkten, von denen die offenen Zuleitungsgräben ausgehen, mit Auslaßtrompeten von 0,3 m Durchm. versehen sind. Die Entwässerung geschieht nach der Seine und Oise zu, teils durch Drainrohre, teils durch

bis 40 cbm/ha für den Tag gereinigt werden.

Eine Uebersicht über die Entwicklung der Rieselfelder von Paris gibt Abbild. 3, S. 175. Die bisher für die Rieselfelder und Druckrohrleitungen gemachten Aufwendungen betragen rd. 44 Mill. Frs. Trotzdem ist aber die Assanierung der Seine noch nicht vollkommen durchgeführt, denn ein Teil der Abwässer der Hauptstadt fließt noch unmittelbar in den Fluß.

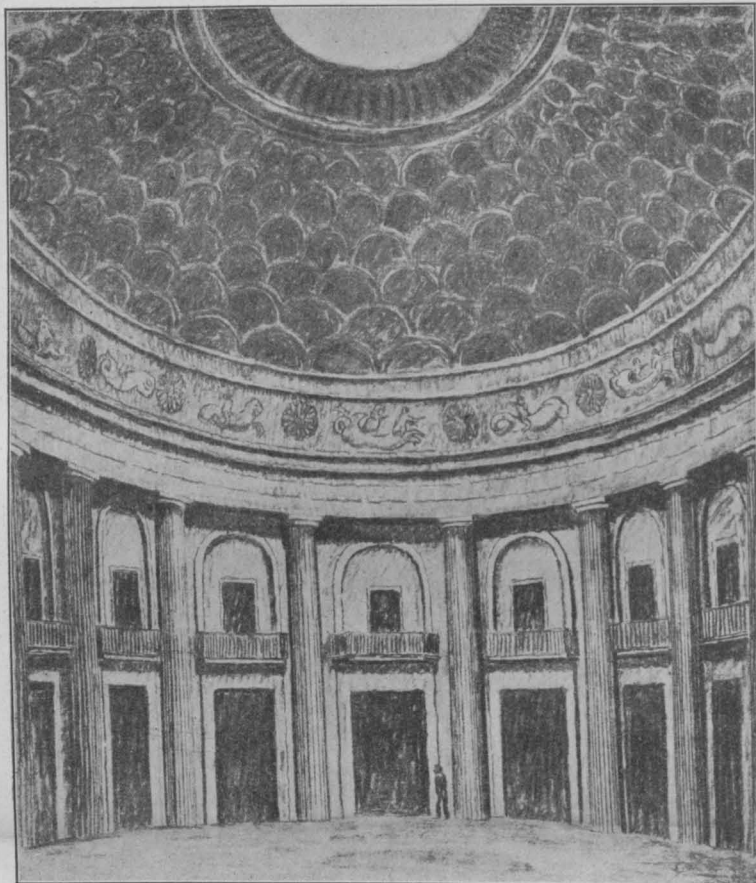
Abbildung 2. Längsschnitt durch die Hauptdruckrohrleitung der Kanalisation von Paris.
(1 : 120000 für die Längen.)



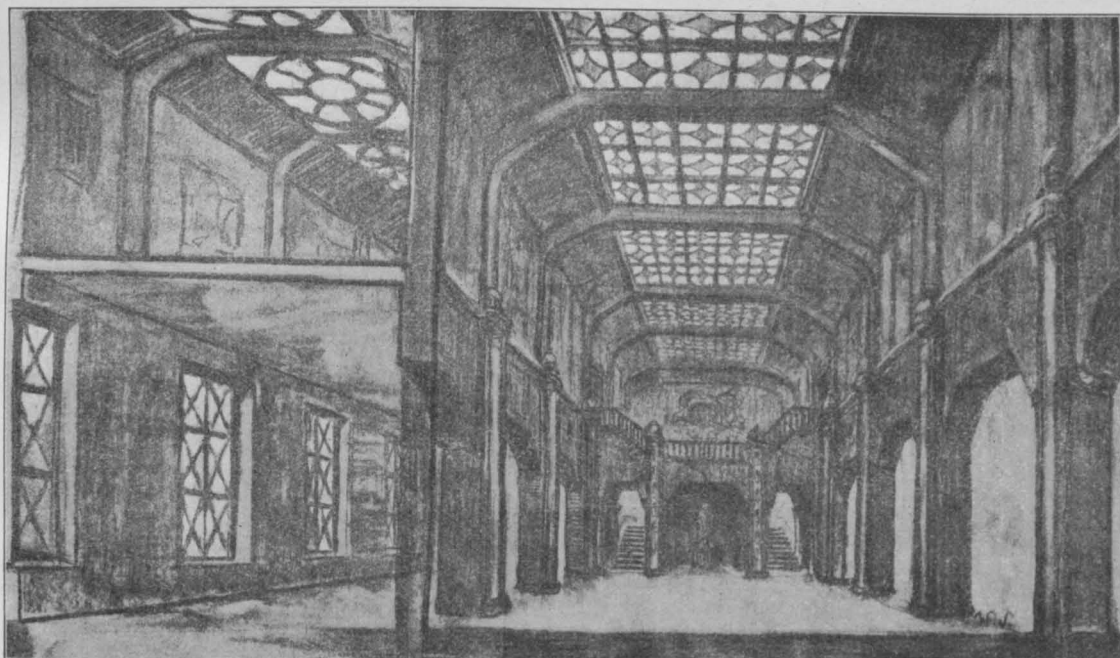
Um diesen Mißstand zu beseitigen, hat sich die Stadt Paris im Jahr 1910/11 zu folgenden Aufwendungen entschlossen: der Verlängerung der jetzigen Hauptleitung für die Abwasserbeseitigung und der Verlegung einer zweiten Leitung zwischen den Pumpwerken von Colombes und Achères, dem Erwerb neuer Rieselfelder jenseits von Triel und der Errichtung einer biologischen Kläranlage zur Verarbeitung derjenigen Abwässer, welche die Rieselfelder nicht aufnehmen können. Ein Teil dieser Arbeiten in Höhe von 7 Mill. Frs. ist im Jahre 1911 in Angriff genommen worden, und der andere Teil in Höhe von 18 Mill. Frs., welche der großen Anleihe der Stadt vom 30. Dezember 1909 über 900 Mill. Frs. zu entnehmen sind, soll gleich darauf zur Ausführung gelangen. An dieser großen Anleihe von 1909 sind die Bewässerung und Entwässerung zusammen mit 130 Mill. Frs. beteiligt. Zu den Arbeiten, die 1911 begonnen wurden, gehört die biologische Kläranlage auf dem Rieselfeld von Carrières-Triel, welche ein Faulbecken von 10000 cbm Inhalt, eine Filteranlage von 891 qm Grundfläche und eine biologische Anlage mit 1 ha Grundfläche und mit 10 Tropfkörpern, die durch hin-

Köpfen 31 Millionen Frs., oder 10,8 Frs. bzw. 8,70 M. auf den Kopf betragen. Die Stadt Berlin hat beispielsweise im Jahre 1908 für die Wasserwerke bei 2183500 Teilnehmern 7060000 M. oder 3,2 M. für den Kopf und für die Kanalisationswerke bei 2137000 Teilnehmern 15431000 M. oder 7,2 M. für den Kopf verausgabt, also zusammen 10,40 M. im Jahre für den Kopf.

Die Ausführung der ersten Druckrohrleitungen wurde in Paris mit der Anlage des Rieselparkes von Achères, welcher zwar schon im Jahre 1876 durch Gesetz beschlossen war, dessen Durchführung jedoch bis 1892 hinaus geschoben wurde und da auch erst durch das Auftreten der Cholera einen energischen Anstoß erhielt, notwendig. Die Lage und das Längsprofil der Hauptdruckrohrleitungen gehen aus Abb. 1 u. 2 hervor. Von den Bauausführungen der Jahre 1892–95 ist besonders die Strecke zwischen dem Pumpwerk von Colombes und dem Hochpunkt von Argenteuil von Wichtigkeit (s. das Werk: „Notices sur les travaux de l'Aqueduc d'Achères“. Mm. Bechmann et Lannay, Paris 1897). Hier liegt die Druckrohrleitung, welche aus zwei Rohren von je 1,8 m Durchmesser besteht, in einem ge-



Blick in die Kuppelhalle.



Blick in die Seitenhalle.

Betonhalle auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. Entwurf: Arch. Prof. W. Kreis in Düsseldorf.

und hergehende Sprengwagen beschickt werden, umfaßt, und welche 10000 cbm Abwasser am Tage reinigen soll.

Die jährlichen Ausgaben für die Unterhaltung und die Neubauten im Gebiet der Be- und Entwässerung haben im Jahre 1909 bei einer Einwohnerzahl von 2780000

wölbten Tunnel aus Eisenbeton mit 3,34 m lichter Höhe und 5,16 m lichter Breite (siehe Abbildung 4, Seite 175). Man wählte damals diese kostspielige Ausführung, welche mit ihren geringen Wandstärken für die damalige Zeit außerordentlich kühn war, weil man die

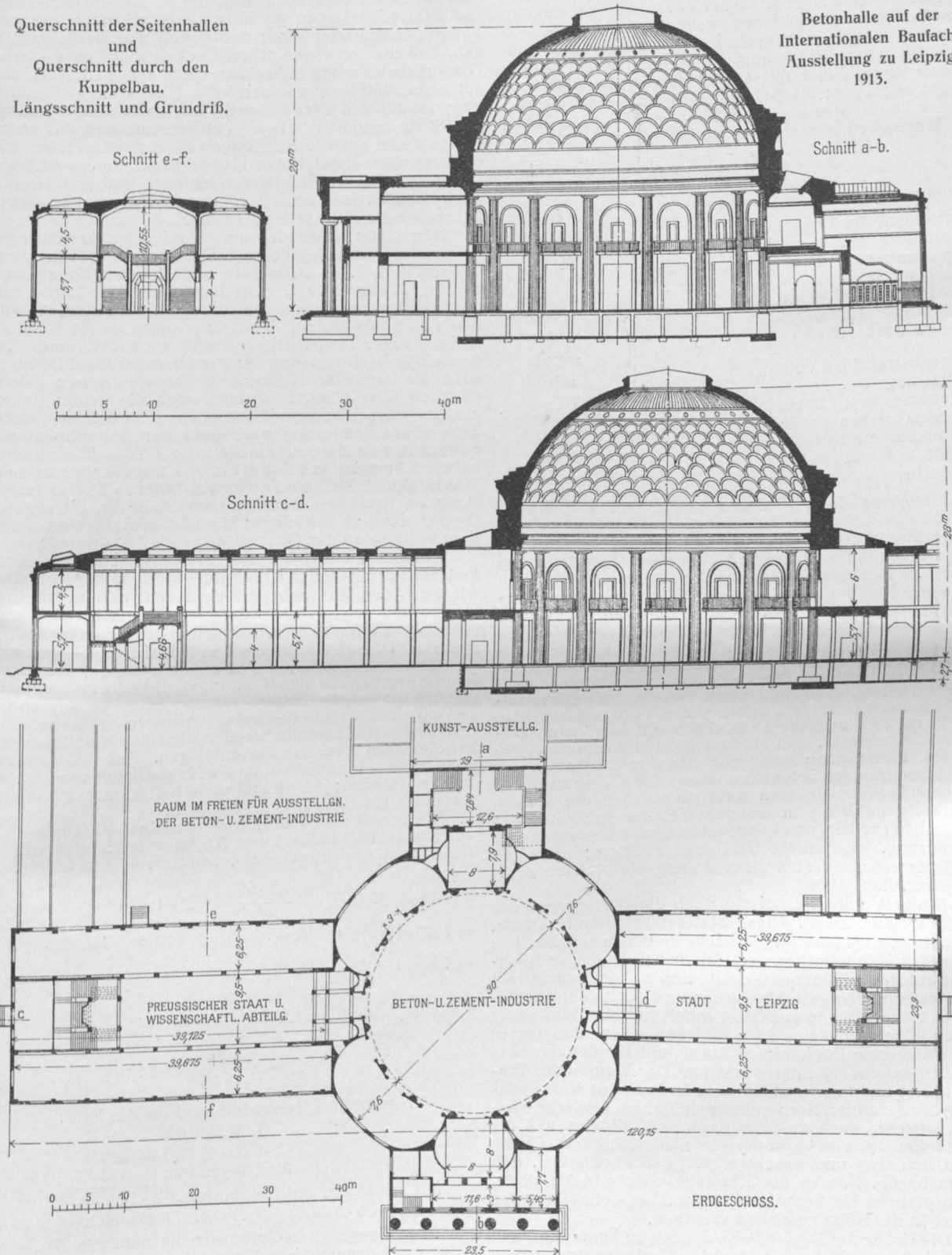
Druckrohre während des Betriebes stets im Auge behalten wollte.

Zunächst wurde in den Tunnel nur eine Druckrohrleitung eingebaut, während die zweite später folgte, als jenseits von Achères weitere Rieselfelder angelegt wurden. Die Leitung besteht in ihrem unteren Teil, in dem ein Druck von 43–22 m Wassersäule herrscht, aus Flußeisen und in ihrem oberen Teil aus Eisenbeton (Abbil-

Teil der Rohre, und zwar derjenige, welcher einen höheren Druck als 13,6 m auszuhalten hat, besitzt einen inneren Blechmantel von 3,5–4 mm Stärke an der inneren Leibung, während der andere Teil keine besonderen Dichtungsmittel erhalten hat. Der Querschnitt der Rohre geht aus Abbild. 6, S. 175, Schnitt a–b und c–d, hervor. Die Stärke der Eiseneinlagen ist so gewählt, daß sie ohne Berücksichtigung des Betonquerschnittes eine höchste Span-

Querschnitt der Seitenhallen und
Querschnitt durch den
Kuppelbau.
Längsschnitt und Grundriß.

Betonhalle auf der
Internationalen Baufach-
Ausstellung zu Leipzig
1913.



dung 2). Damals wagte man noch nicht, die Druckrohre aus Eisenbeton für einen höheren Betriebsdruck als 22 m auszuführen. Da die Ausführung dieser Leitung aus Eisenbeton für die späteren Ausführungen vorbildlich gewesen ist, soll sie näher beschrieben werden.

Die Rohre sind nach dem System Bonna mit Eiseneinlagen von kreuzartigem Querschnitt (Abbild. 5, S. 175) ausgeführt und haben eine Baulänge von 2,5 m. Der eine

nung von 860 kg/qcm und mit Berücksichtigung des Beton-Querschnittes eine solche von 220 kg/qcm bei einer Beton-Zugspannung von 15 kg/qcm erhalten.

Die Stöße der Rohre werden bei denjenigen mit Blechmantel durch eine eiserne Schelle und eine Ueberschiebmuffe aus Eisenbeton mit Zementmörtelverguß (Abbildung 6), bei denjenigen ohne Blechmantel ebenso, jedoch ohne die eiserne Schelle gebildet. — (Schluß folgt.)

Die trägerlose Eisenbetondecke.

Von Dipl.-Ing. Max Mayer in Neustadt a. d. Haardt. (Schluß.)

Die genaue Theorie auf diesen Fall wechselnder Last (ungünstigste Lastverteilung, d. h. schachbrettartige Vollbelastung jedes 2. Feldes, in jeder Richtung genommen) auszu dehnen, ist bis auf weiteres nicht möglich. Auch ist die Frage nicht dringend. Denn so gut man beim kontinuierlichen Balken, der doch für alle Fälle leicht exakt zu untersuchen ist, meist nicht mit den genauen Biegemomenten rechnet, sondern vielfach freiwillig oder durch Vorschriften gezwungen mit ausreichend sicheren Näherungswerten arbeitet, ebenso gut können wir uns hier mit analog aufgestellten Normalwerten begnügen; die Behandlung ist dann die gleiche, wie sie bei der quadratischen Platte auf Trägern üblich ist. Wir schließen also auf folgende Weise:

	Einfach kontinuierliche Platte	Trägerlose quadratische Platte
Feldmoment bei Vollbelastung	$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{36}$
Angenommenes, bzw. vorgeschriebenes Moment im Mittelfeld mit Rücksicht auf wechselnde Last	$\frac{pl^2}{15}$	$\frac{pl^2}{22,5}$
Stützenmoment bei Vollbelastung	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{pl^2}{18}$
Angenommenes, bzw. vorgeschriebenes Stützenmoment mit Rücksicht auf wechselnde Belastung	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{15}$

Die trägerlose Platte wird also wegen ihrer Kontinuität nach beiden Richtungen schwächer als die einfache kontinuierliche Platte auf Trägern; die entsprechenden Momente verhalten sich wie 2:3. Wir bemerken aber, daß zu der aus dem Biegemoment errechneten statischen Höhe der Platte nicht nur die Entfernung der Plattenunterkante von der Mitte der unteren Eisen zuzuzählen ist, sondern auch noch die Dicke einer Eisenschicht, da die Eisenstränge nach beiden Richtungen übereinander liegen und auch der obere von beiden seinen richtigen Abstand von der Plattenoberkante haben muß. Noch weitere Rücksicht, etwa auf Unterbringung einer Diagonalbewehrung, zu nehmen, halten wir nicht für erforderlich.

Bezüglich letzterer stehen wir auf dem grundsätzlichen Standpunkt, daß eine nach allen Richtungen gebogene Platte dann genügend bewehrt ist, wenn die Hauptspannungen aufgenommen sind, daß also zwei sich kreuzende Eiseneinlagen im Wesentlichen ausreichen. Man wird natürlich in unserem Fall zur Erhöhung der Rissesicherheit in den Diagonalen eine schwache, kurze Armierung, teils unten, teils oben einlegen; doch betrachten wir diese Vervollkommenung als statisch nicht unentbehrlich.

Einige Vorsicht erheischt noch die Auflagerung der Platte auf die Säulen. Diese letzteren erhalten Kapitelle, um eine genügende Auflagerfläche bieten zu können. Die Form der Kapitelle kann natürlich bei gehöriger Rücksicht auf den Säulenquerschnitt und auf die Schalarbeit sehr verschieden gewählt werden und dürfte dem Architekten eine willkommene Gelegenheit zu freier Betätigung geben. Wir wollen nur nebenbei bemerken, daß die in Rede stehende Deckenform überhaupt für den Architekten besonders interessant ist. Der Wegfall der Träger bringt nicht nur wirklich eine bedeutende Verminderung der gesamten Konstruktionshöhe; bei niederen Räumen wird sie auch dadurch besonders günstig, daß die Balkenkanten, welche sonst die niederhängende Decke noch betonten und beschwerten, jetzt wegb bleiben, daß vielmehr die Kanten des Kapitells, welche in die glatte, unkörperliche Deckenplatte schräg hineinschneiden, das Ganze in die Höhe zu ziehen scheinen.

Die Größe des Kapitells ist danach zu bemessen, daß die Schubspannungen in den Vertikalschnitten seines Umfanges nicht zu groß werden dürfen. Man kommt hierdurch auf sehr passende Abmessungen.

Die Deckenstärke wird man im übrigen nach dem Moment über der Säule bemessen. In Feldmitte hat man dann eine überflüssige Höhe, die sich jedoch in der Verminderung der Eisenmassen angenehm bemerkbar macht. Bei den Endfeldern hilft man sich einfach durch Einfügen eines starken, gegen Verdrehung armierten Randträgers, dessen Steifigkeit den Wegfall der Kontinuität zu ersetzen

hat. Man kann dann die Endfelder wie die Mittelfelder behandeln und braucht nur eine Zusatzbewehrung, die senkrecht zum Rand verläuft, in Mitte des Endfeldes unten und über dem Randträger oben liegt.

Die Belastungsversuche des Professors Talbot an der Universität Illinois, welche im „Armierten Beton“ Februar 1911 beschrieben sind, sagen uns nichts Neues. Die Rißstellen liegen genau so, wie sie nach unserer Theorie zu erwarten sind; dabei muß man berücksichtigen, daß die amerikanischen Decken stets eine starke Diagonalbewehrung aufweisen, dafür aber kein Netz, das auf einer Plattenseite durchläuft. Eine wichtige Bestätigung ist uns das Versuchsergebnis, daß es nicht genügt, das Stützenmoment mit $\frac{pl^2}{8}$ zu rechnen und das zugehörige Eisen auf alle Richtungen zu verteilen. Wenn wir mit dem oben abgeleiteten 12^{tel} rechnen, das zugehörige Eisen nach beiden Richtungen einlegen, also mit 2 multiplizieren und dann noch 2 diagonale Scharen zuschlagen, haben wir die richtige Bewehrung.

Den Hauptfehler der amerikanischen Armierungsweisen zeigt uns deutlich ein Aufsatz von L. F. Brayton, Oregon U. S. A. in „Concrete and Constructional Engineering“, Februar 1911. Man behandelt dort immer nur die naheliegende Aufteilung in tragende Streifen, die von Säule zu Säule laufen, denkt aber nicht an die Möglichkeit sonstiger Tragrichtungen und auch nicht an die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Streifen. Dadurch wird die doppelte Krümmung der elastischen Fläche gänzlich übersehen, besonders auch die beiden Krümmungen verschiedenen Vorzeichens über den Netzlinsen. Eine obere Armierung quer über den Seitenlinien des quadratischen Netzes, wie sie unsere Theorie als unentbehrlich beweist, scheint in Amerika unbekannt zu sein. Wie pünktlich sich die Folgen einstellen, läßt eine Abbildung an der oben bezeichneten Stelle im „Armierten Beton“ deutlich erkennen; die Säulenköpfe sind durch gerade Risse an der Oberseite der Platte verbunden.

Um zu einem Urteil über die praktische Brauchbarkeit der vorstehenden Untersuchung zu gelangen, wollen wir noch den Massenbedarf der Konstruktion ins Auge fassen. Wir zeichnen hierfür einen Grundriß auf, in welchem wir die Bereiche verschieden großer Momente abgrenzen. (Vergl. Abbildung 3 in No. 21.)

Man sieht daraus, daß es zweckmäßig ist, die untere Armierung nach beiden Richtungen über die ganze Fläche durchzuführen, besonders solange keine genaueren Erfahrungen über die Bauweise vorliegen. Die obere Armierung zerteilt sich in Streifen über den Netzlinsen, wobei die Eisen quer zu diesen liegen. Auf Abbiegungen verzichten wir zunächst, da sie für die Schubspannungen nicht nötig sind; jedoch läßt unsere Eisenmasse reichlich Raum für die Anordnung derselben.

Wenn wir eine Gesamtlast (Nutzlast + Eigengewicht der Einfachheit halber) von 800 kg/qm auf Säulen von 6 m Abstand zu übertragen haben, so dimensionieren wir:

$$\text{Stütze: } M = \frac{pl^2}{15} = \frac{0,8 \cdot 6^2}{15} = 1,92 \text{ mt; mit } \sigma_b = 40, \sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm; } h = 0,39 \cdot \sqrt{1920} = 17,1 \text{ cm, } d = 20 \text{ cm; } h = 20 - 1 - 1 - \frac{1}{2} = 17,5 \text{ cm, } f_c = \frac{192}{7/8 \cdot 17,5} = 12,5 \text{ qcm.}$$

$$\text{Platte (Feldmitte): } M = \frac{pl^2}{22,5} = 1,28 \text{ mt; } f_c = \frac{128}{7/8 \cdot 17,5} = 8,4 \text{ qcm.}$$

Der gesamte Eisenbedarf wird für das Feld:

$$\frac{6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 8,4}{2/3 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 12,5} = \frac{605}{600} \text{ für Diagonalen } 195$$

Mit Rücksicht auf Haken usw. $0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg.}$

Dazu Beton $6 \cdot 6 \cdot 0,20 = 7,20 \text{ cbm, Deckenschalung } 36 \text{ qm.}$

Zum Vergleich rechnen wir die nämliche Decke auf Trägern in der üblichen Weise:

$$\text{Platte: } M = \frac{ql^2}{20} = \frac{0,8 \cdot 6^2}{20} = 1,44 \text{ mt, } h = 14,8 \text{ cm; also geringeres Eigengewicht, } q = 800 - 96 = 704 \text{ kg/qm, } M = \frac{0,704 \cdot 6^2}{20} = 1,27 \text{ mt; } d = 16 \text{ cm; } f_c = \frac{1,27}{7/8 \cdot 13,5} = 10,7 \text{ qcm.}$$

$$\text{Träger: } M = \frac{ql^2}{20} = \frac{6 \cdot 0,704 \cdot 6^2}{20} = 7,60 \text{ mt; } 25/35$$

Eisen: Platte $6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 10,7 \cdot 1,3 = 1002 \text{ kg}$
 Balken $2 \cdot 6 \cdot 18,8 \cdot 1,4 = 316 \text{ kg}$
 Diagonalen durch Einsparungen an den Rändern

1318 kg

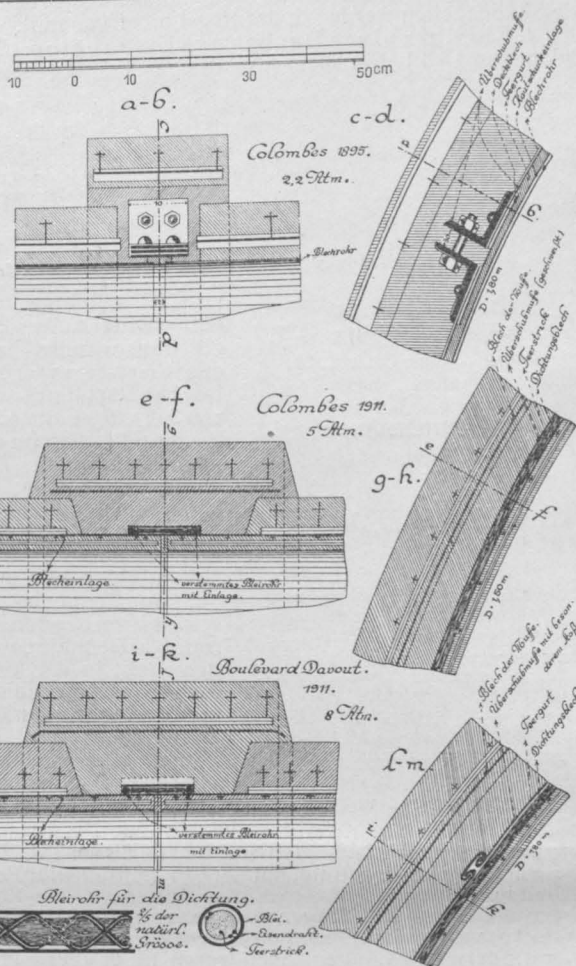
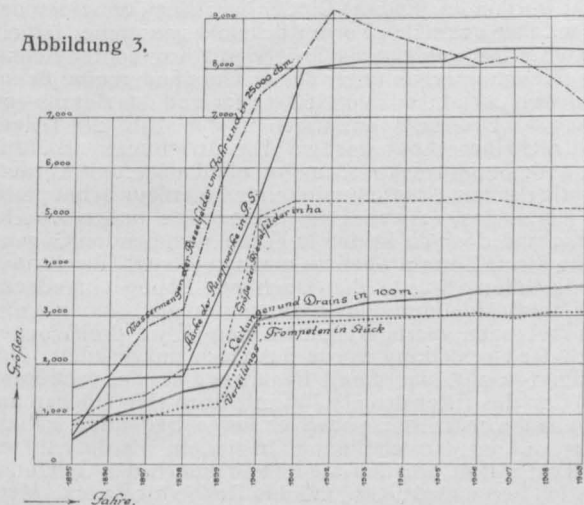
Abbildung 3.

Abbildung 6.
Stoßdeckung und Stoßdichtung bei den Druckrohren der
Kanalisation von Paris.

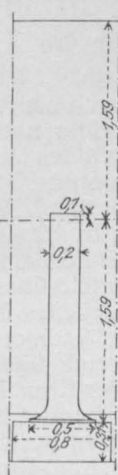
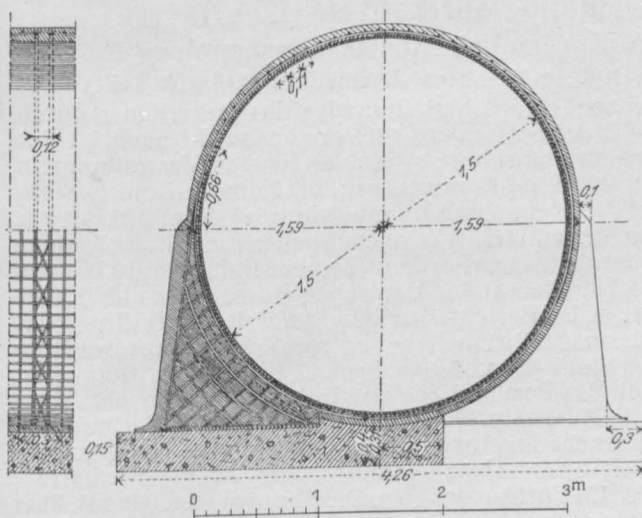
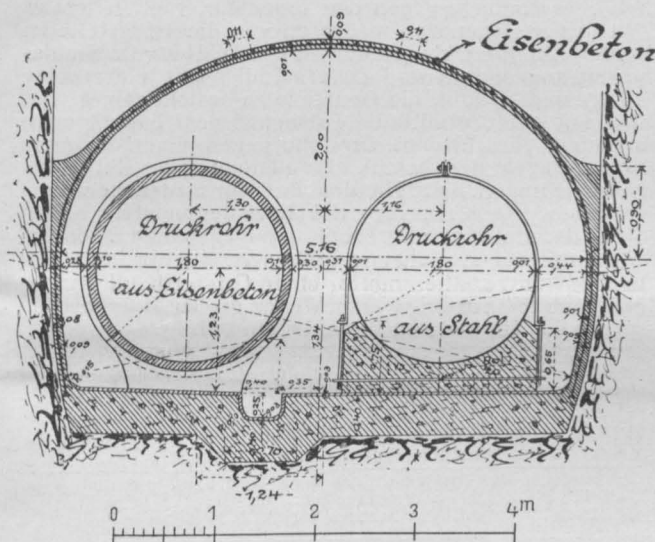


Abbildung 3 (links oben).

Diagramm für die Entwicklung der
Rieselfelder der Stadt Paris seit 1895.

Abbildung 4a (links Mitte).

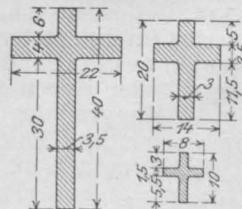
Druckrohr-Tunnel zwischen Colombes
und Argenteuil.

Abbildung 4b (links unten).

Schmutzwasserrohr am Hochpunkt von Argenteuil (1895).

Druckrohrleitungen der Stadt Paris.

Abbildung 5
(rechts).
Kreuzzeisen
nach dem
System
Bonna.



Daß die neue Decke um etwa 20% billiger wird, dürfte hiernach klar sein. Das liegt sowohl an der vereinfachten Form als an der klareren Rechnungsweise. Berücksichtigt man außerdem die vereinfachte, raschere und übersichtliche Arbeit sowie die erwähnten Vorteile der Decke für den Innenraum, so kommen die Interessenten vielleicht zu dem Schluß, daß das geschilderte System auch bei uns einen Versuch wert ist. —

Beton:	Platte	$6 \cdot 6 \cdot 0,16$	$= 5,76 \text{ cbm}$
	Träger	$2 \cdot 6 \cdot 0,25 \cdot 0,51$	$= 1,53 \text{ cbm}$
			<u>$7,29 \text{ cbm.}$</u>
Plattenschalung	.	.	36 qm.
Trägerschalung	$2 \cdot 6 \cdot (0,7 + 0,25)$		$= 11,4 \text{ qm.}$

Wir stellen nun gegenüber:

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Vorbemerkung. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton gibt eine Unfallstatistik für Eisenbetonbauten heraus. Die Unfälle, die durch Vermittlung der Staatsanwaltschaften oder der Baupolizei-Behörden zu seiner Kenntnis gelangen, werden in Zukunft unter obiger Überschrift in verschiedenen technischen Zeitschriften veröffentlicht. Die Namen der in Frage kommenden Orte und Persönlichkeiten werden in der Regel nicht genannt.

1. Einsturz eines Daches aus Eisenbeton. (Abbildungen 1—4.) Ein mehrgeschossiges Fabrikgebäude

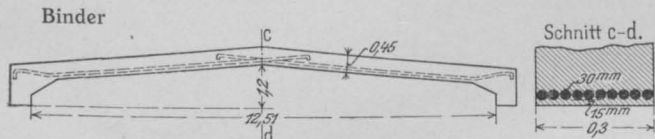
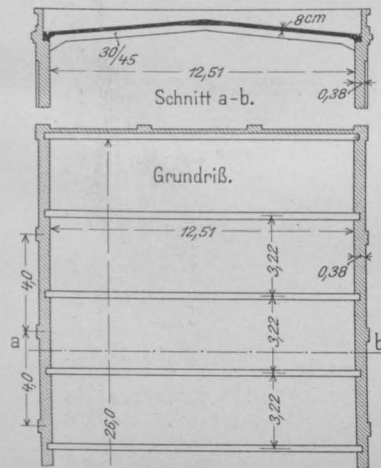


Abbildung 3.



Abbildungen 1 und 2.

Stärke der eigentlichen Dachhaut betrug 8 cm. Die Binder waren nicht geradlinig, sondern in gebrochener Form (Abbildung 3) angeordnet; an den Auflagern, die 1,20 m tiefer lagen als die Trägermitte, waren Verstärkungen (Vouten) vorhanden. Besondere Verankerungen zwischen den Bindern und Längsmauern waren nicht vorgesehen; die Träger-Enden scheinen einfach eingemauert gewesen zu sein. Die Eiseneinlagen waren so angeordnet, wie es die Abbildung 3 zeigt: in jeder Trägerhälfte 5 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser. An der Kreuzungsstelle in der

von 26 m Länge und 12,51 m lichter Weite sollte ein freitragendes Dach aus Eisenbeton erhalten. Die Dachbinder waren 30 cm breit und 45 cm hoch und hatten im allgemeinen einen Abstand von 3,22 m; sie lagen beiderseits auf den Längsmauern frei auf, an deren Außenseiten schwache Vorlagen im Abstände von etwa 4 m vorhanden waren. Die Dachbinder lagen somit in der Regel nicht in der Achse dieser Vorlagen, sondern dazwischen; der Fußboden des Dachgeschosses befand sich etwa 3 m unter dem Auflager der Binder. Die

Mitte mußten somit 10 Rundeseisen (Abbildung 4) nebeneinander liegen, die die ganze Breite des Querschnittes vollkommen ausfüllten. Tatsächlich war allerdings die Schalung zu eng für die 10 Eisen, sodaß diese in der Mitte nicht genau nebeneinander, sondern zum Teil übereinander lagen; der Abstand der Eisen von der Unterkante, der zu 15 mm angenommen war, wurde dadurch streckenweise nicht unbeträchtlich vergrößert. In der statischen Berechnung, die übrigens erst nach dem Einsturz aufgestellt worden ist, sind die Binder berechnet, ohne daß dabei auf ihre geknickte Form Rücksicht genommen ist, als seien sie frei aufliegende Träger mit wagrechter Achse. Die Rechnung ergab unter diesen Umständen eine Beanspruchung des Eisens von 1500 kg/qcm und des Betons von 40 kg/qcm. Die Haftspannungen in der Mitte der Träger sind nicht berechnet worden. Das Mischungsverhältnis war 1:6; Betondruckproben sind nicht angestellt worden, da, wie der angeklagte bauleitende Ingenieur behauptete, die Güte des verwendeten Steinsplitts außer Zweifel stehe, und deshalb in der in Frage kommenden Gegend keine Firma Betonproben zu machen pflege. Gleich nach Fertigstellung wurde das Dach mit Pappe eingedeckt, was die Besichtigung des Betons unmöglich machte und das Abbinden verzögert haben mag. Etwa drei Wochen nach der Herstellung wurde das Dach ausgeschalt. Der Zimmergeselle, der damit beauftragt wurde, behauptet, daß ihm das Alter des Daches mit über vier Wochen angegeben worden sei, sodaß er keine Bedenken gehabt habe, mit der Ausschalung zu beginnen. Als die Stützen entfernt waren, wurden die Längsmauern des Gebäudes seitlich herausgedrückt, und das Dach stürzte ein. Menschen sind dabei nicht verunglückt; der Staatsanwalt erhob aber Anklage gegen den Ingenieur, weil in letzter Zeit in der Gegend an mehreren von diesem geleiteten Bauten Einstürze vorgekommen waren. Der vom Staatsanwalt angenommene Sachverständige hat leider keine Gelegenheit gehabt, die Baustelle zu besichtigen, er hat aber auf grund ermittelter Tatsachen dem bauleitenden Ingenieur verschiedene Verstöße gegen allgemein anerkannte Regeln der Technik bei Aufstellung des Entwurfes und eine mangelhafte Handhabung der Bauaufsicht vorgeworfen. Nach Aussage des Kreisbaumeisters haben die in der statischen Berechnung angegebenen Eiseneinlagen mit der Ausführung nicht übereingestimmt. Die Verteidigung stellte andere Sachverständige, die entgegengesetzter Meinung waren. Wegen dieser Widersprüche sprach das Gericht den Angeklagten frei. — L.— M.

Inhalt: Betonhalle auf der Internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig 1913. — Druckrohrleitungen der Stadt Paris. — Die trägerlose Eisenbetondecke (Schluß). — Vermischtes. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) —

Hierzu eine Bildbeilage: Betonhalle auf der Internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig 1913.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.)

Vorläufige Tagesordnung für die XXXVI. ordentliche Generalversammlung

am Montag, d. 10., Dienstag, d. 11. und Mittwoch, d. 12. Febr. 1913, im Weinhaus „Rheingold“, Berlin W., Bellevuestr.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden. 2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer. 3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen. 4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen. 5. a) Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums; b) Wahlen für den Verwaltungsrat des Vereinslaboratoriums. 6. Kommissionsberichte: a) Sand-Kommission; b) Normen-Kommission; c) Kommission für Bindezeit und Raumbeständigkeit; d) Meerwasser-Kommission; e) Kommission zur Aufstellung einheitlicher Benennungen für hydraulische Bindemittel; f) Wirtschaftlicher Ausschuß. 7. a) Bericht über die Tätigkeit der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie; b) Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle. 8. Bericht über die Tätigkeit a) des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton; b) des Ausschusses für Betonversuche im Moor. 9. III. Bericht über den Stand der im Auftrage des Vereins im kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zements. 10. II. Bericht über den Stand der von Hrn. Prof. E. Jaenecke, Hannover, ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zementklinkers. 11. Berichte über den VI. Kongreß des „Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“: a) Bericht über die wissenschaftlich-technischen Fragen; b) Bericht über die im Anschluß an den Kongreß stattgehabten Besichtigungsreisen. 12. Vortrag des Hrn. Reg.-Bmstrs. Riepert, Charlottenburg, über „Wirtschaftliche Fragen der amerikanischen Zementindustrie“. 13. Vortrag des Hrn. Dr. Framm, Karlsruh, über „Das Festigkeitsverhältnis der Portland-Zemente bei Wasser- und kombinierter Erhärtung“. 14. Mitteilungen aus dem Laboratorium der Portland-Zementfabrik Rüdersdorf, R. Guthmann & Jeserich, Kalkberge (Mark). 15. Vortrag der Firma R. Wolf, über „Die Betriebskraft für Ton-, Ziegelei- und Zementwerke mit besonderer Berücksichtigung der neuzeitlichen Heißdampflokomo-bilen. 16. Vortrag des Hrn. Dr. Hans Kühl, Lichterfelde (Thema folgt). 17. Vortrag der Firma G. Polysius, Dessau (Thema folgt).

Anträge auf Ergänzung oder Abänderung der Tagesordnung sowie Anmeldungen von Vorträgen werden bis zum 5. Januar 1913 entgegengenommen.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) Dr. Müller, Vorsitz.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 23.

Druckrohrleitungen der Stadt Paris.

Von Stadtbaumeister Kutschke in Charlottenburg. (Schluß.)

Die Rohre wurden in eisernen Formen stehend gegossen, und das Mischungsverhältnis betrug etwa 1:2 bei Verwendung einer Mischung von schnell und langsam bindendem Zement. Mit der Abnahme der Formen begann man bereits 20 Minuten nach Herstellung des Gusses, indem zuerst der Kern mit einem Kran gezogen und dann die äußere Form abgenommen wurde. Die Ueberschiebmuffen wurden ebenso wie die Rohre hergestellt und der Transport zur Baustelle erfolgte bereits 48 Stunden nach Abnahme der Formen.

Die Leitung wurde bei einer Länge von 1462 m vom Juni bis Dezember 1894 fertig gestellt und im Mai 1895 in Betrieb genommen. Da sie im Tunnel liegt, konnten die Wassermengen, welche zuerst beim Betrieb durchsickerten, unmittelbar gemessen werden, und hierbei zeigte sich folgendes Ergebnis:

1. Die Rohre ohne Blechmantel. Sie blieben bei einem Druck bis zu 8 m trocken und zeigten bei einem Druck von 8 bis 12,5 m Durchsickerungen mit kleinen Längsrissen, die sich jedoch nach 2 Minuten schlossen. Die Stöße verhielten sich ebenso wie die Rohre. Bei einem Druck von 12,5 bis 13,6 m wurde die Durchsickerung größer und es zeigten sich sogar kleine Springbrunnen, die sich aber in zwei Tagen schlossen, weil die Poren durch den im Abwasser befindlichen Schmutz verstopft wurden. Die Rohre waren nach einer Betriebsdauer von drei Monaten trocken.

2. Die Rohre mit Blechmantel. Sie blieben bei einem Druck von 13,6 bis 15,4 m trocken; bei einem Druck bis zu 22 m zeigten sie zuerst kleine Durchsickerungen mit feinen Längsrissen, aber nach zwei Monaten waren die Risse geschlossen und die Rohre trocken. In Abb. 7, S. 179, ist die Zunahme der Dichtigkeit der Rohrleitung dargestellt.

Zu den Bauausführungen der Jahre 1892—95 gehören auch die Druckrohrleitungen von Achères. In Herblay zweigt von der Hauptleitung ein Druckrohr ab, welches unter der Seine fort auf den Rieselpark von Achères führt und sich hier in viele Druckrohre verästelt. Der Höhenunterschied zwischen der Hauptleitung und dem Rieselfeld beträgt bis zu 35 m und die Leitungen wurden deshalb auf eine Druckhöhe von 40 m berechnet. Das gesamte Druckrohr-Verteilungsnetz, welches einen großen Umfang hat, da die offenen Bewässerungsgräben nur kurz sind, wurde mit lichten Durchmessern von 1,1 bis 0,3 m in Eisenbeton mit innerem Blechmantel ausgeführt. Die Konstruktion der Rohre und die Anordnung der Stöße zeigt Abb. 8, S. 179, Schnitt r—s und t—u. Der mittlere Preis für diese Rohre einschließlich der Verlegungs- und Erdarbeiten hat damals 0,5 M. für 1 m lichten Durchmesser und 1 m Länge betragen, also etwa halb so viel wie in Deutschland bei Ausführung in Eisen gezahlt zu werden pflegt.

Auf Grund der Erfahrungen, welche die Stadt Paris mit den beschriebenen Druckrohren aus Eisenbeton im Betriebe gemacht hat, wurde von ihr diese Ausführungsart im Laufe der Jahre weiter ausgebaut, und heute führt sie ihre Druckrohre fast nur noch in Eisenbeton aus. Nach Angabe der maßgebenden Ingenieure liegt der Vorteil nicht allein in der Kostenersparnis, sondern vor allem in der Sicherheit gegen Rohrbrüche, welche bei den Eisenbetonrohren noch nicht vorgekommen sein sollen. Die Undichtigkeiten, welche sich herausgestellt haben, konnten, ohne daß ein Schaden entstand, mit Ueberschiebmuffen oder Schellen beseitigt werden. Schon aus diesem Grunde allein wird den Eisenbetonrohren in den Verkehrsstraßen der Vorzug gegeben. Ein Angriff des Abwassers auf den Beton ist bisher nicht festgestellt worden, was sich daraus erklärt, daß die Luft vom Inneren der Rohre abgeschlossen ist.

Im Jahre 1911 sind wieder von der Stadt Paris mehrere Druckrohrleitungen in Eisenbeton zur Ausführung gelangt; von ihnen sollen die hauptsächlichsten im Folgenden beschrieben werden.

Infolge von Vergrößerungen am Pumpwerk von Colombes war eine Aenderung der Druckrohrleitungen zwischen diesem und der Seine-Brücke von Argenteuil (Abbildung 2 in No. 22) erforderlich geworden und dazu wurden etwa 250 m Eisenbetonrohre von 1,8 m Durchm. nebst Anschlüssen neu verlegt, wozu Rohre nach dem System Bonna gewählt wurden. Diese setzten sich wie folgt zusammen (vergl. Abbildung 6 in No. 22, Schnitt e—f, g—h): aus einem autogen geschweißten 3 mm starken Rohr von Stahlblech, aus einer inneren Verkleidung in Eisenbeton mit kleinen Kreuzeisen von 40 · 22 mm Querschnitt in Spiralen und aus einer äußeren Verkleidung in Eisenbeton mit Kreuzeisen von 40 · 22 mm Querschnitt in Spiralen. Die Herstellung der normalen Rohre fand in der Werkstätte des Unternehmers in Conflans statt. Zur Verkleidung wurde ein Beton von schnell bindendem und halb langsam bindendem Zement aus der Fabrik Porte de France bei Grenoble in einem Mischungsverhältnis von 1:2 verwendet. Die Spiralen wurden maschinell gebogen. Der Querschnitt und der Abstand der Spiralen wurden unter der Annahme, daß die spezifische Spannung der Eiseneinlagen mit Berücksichtigung des Blechrohres der 1000 kg/qcm nicht überschreiten sollte, wie folgt bestimmt:

Wenn E die Wandstärke eines entsprechenden Stahlrohres in mm, H die Druckhöhe des Wassers in m, d. h. in diesem Falle 50 m, D den lichten Durchmesser des Rohres in m und R die spezifische Spannung von 10 kg/qcm bedeuten, so wurde gesetzt $E \geq \frac{H \cdot D}{2R}$.

Im vorliegenden Falle wurde E reichlich stark gewählt, und zwar so, daß die Spannung etwa nur 700 kg/qcm

betrug, weil die Rohre dicht an den Pumpen lagen und ihren Stößen besonders ausgesetzt waren. Der Abstand der einzelnen Eiseneinlagen vom Mittelpunkt des Rohres wurde also nicht berücksichtigt.

Die Stöße, deren Anordnung aus Abbildung 6 in No. 22 hervorgeht, waren nach dem Gesichtspunkt konstruiert, daß kleine Setzungen und Verschiebungen der Rohre möglich sein sollten, ohne daß die Dichtigkeit leiden

Zusammenstellung von Druckrohrleitungen aus Eisenbeton in Paris.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
Bezeichnung der Arbeit	Jahre	Länge der Leitung	Lichter Durch- messer	Wasser- druck	Druckrohrleitung oder Gefälleleitung unter Druck	Lagerung in der Galerie oder in der Erde	Preis der verlegten Leitung in Mark für 1 m	Bemerkungen
		m	m	m			M.	
Druckrohrleitung von Colombes	1894	281	1,80	20	Druckrohrleitung	Galerie	209,10	mit Blechrohr
Gennevilliers	1897	1 180	1,80	14	dgl.	1 m Ueberschüttung	122,18	mit Blechrohr
Achères	1895	1 883	1,25	10	dgl.		61,50	ohne Blechrohr
Mery—Pierrelaye	1898	4 969	1,10	40	Gefälleleitung unter Druck	dgl.	73,80	mit Blechrohr
Carrières—Triel	1898	453	2,00	25	dgl.	dgl.	162,36	ohne Blechrohr
Achères	1899	1 162	1,25	25	dgl.	dgl.	69,70	ohne Blechrohr
Druckrohrleitung von St. Maur	1902	1 694	1,00	40	dgl.	Erde	45,10	ohne Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1901	5 327	1,10	30	Druckrohrleitung Gefälleleitung unter Druck	1 m Ueberschüttung	118,90	mit Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1905	2 564	1,00	40	dgl.	in der Erde	57,40	mit Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1905	3 718	0,80	40	dgl.	dgl.	30,31	mit Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1905	2 327	0,60	40	dgl.	dgl.	23,81	mit Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1905	18 641	0,40	40	dgl.	dgl.	13,71	mit Blechrohr
Achères (Rieselfeld)	1905	2 678	0,30	40	dgl.	dgl.	10,10	mit Blechrohr
Bards de Clichy et des Batignolles . .	1902	925	1,25	40	Druckrohrleitung Gefälleleitung unter Druck	Galerie	110,70	mit Blechrohr, 1 mm stark
Achères	1905	2 309	1,00	40	dgl.	1 m Ueberschüttung	44,28	ohne Blechrohr
Avenue d'Orléans	1905	1 200	1,50	40	Gefälleleitung unter Druck	Galerie	131,20	mit Blechrohr, 1 mm stark
Quai de Seine et Bard de la Villette . .	1905	im Einschnitt 157 in der Galerie 148 im Einschnitt 85 in der Galerie 232	1,50	40	Druckrohrleitung Gefälleleitung unter Druck	1 m Ueberschüttung	139,40	ohne Blechrohr
Rue du Faubourg Saint Martin	1905	330	1,25	40	dgl.	Galerie	110,70	mit Blechrohr, 3 mm stark
Rues d'Alsace et des Deux Gares . . .	1905	286	1,25	40	Druckrohrleitung	dgl.	110,70	mit Blechrohr, 3 mm stark
Rues de l'Aqueduc, La Fayette, B. Magenta et rue de Dunkerque	1905	1 960	1,25	40	dgl.	dgl.	110,70	mit Blechrohr, 3 mm stark
Avenue Trudaine, rue Victor Massé et rue de Donei	1905	1 725	1,25	40	dgl.	dgl.	102,50	mit Blechrohr, 1 mm stark
Gennevilliers	1905—1906	394	1,00	10	dgl.	1 m Ueberschüttung	41,82	ohne Blechrohr
Rue du Fg. St. Denis et rue du Château d'Eau	1906	580	1,25	40	dgl.	Galerie	102,50	mit Blechrohr, 3 mm stark
Wasserleitung von d'Avre	1907—1908	3 780 7 300	1,25	80	Gefälleleitung unter Druck	3 m Ueberschüttung	100,04 108,24	mit Blechrohr mit Blechrohr; Kosten der Erdarbeiten 13,12 M.
Druckrohrleitung zwischen der Porte da Picpus u. dem Behälter von Menilmontant	1908—1909	in der Erde 3 307 in der Galerie 751	1,50	20	Druckrohrleitung	3,5 m Ueberschüttung	123,00	Kosten der Erdarbeiten 18,04 M.
Colombes	1909—1910	230 { in der Erde 200 in d. Galerie 30	1,50 1,80	50 50	dgl. dgl.	Galerie 5 m Ueberschüttung	115,62 158,26	mit Blechrohr Kosten der Erdarbeiten 27,88 M.
Triel (Rieselfeld)	1911	1 600	0,80	20	Gefälleleitung unter Druck	in der Erde	32,80	in der Ausführung besich- tigt; ohne Blechrohr
Triel (Rieselfeld)	1911	150	0,60	20	dgl.	dgl.	24,60	
Triel (Rieselfeld)	1911	2 000	0,50	10	dgl.	dgl.	20,50	
Triel (Rieselfeld)	1911	650	0,40	5	dgl.	dgl.	16,40	
Triel (Rieselfeld)	1911	200	0,30	5	dgl.	dgl.	12,30	
Mittlerer Durchmesser sämtlicher Rohre			1,13		Mittlerer Preis der sämtlichen Rohre . . .		83,93	
Mittlerer Durchmesser der Rohre mit Blechrohr . .			1,20		Mittlerer Preis der Rohre mit Blechrohr . .		97,30	
Mittlerer Durchmesser der Rohre ohne Blechrohr .			1,00		Mittlerer Preis der Rohre ohne Blechrohr . .		62,32	

Die Baulängen betragen bei 1,8^m Durchm. 2,5^m und bei 1,5^m Durchm. 3^m. Die Rohre, welche in eisernen Formen mit dehnbarem Kern stehend gegossen wurden, hatten eine Wandstärke von 11 cm bei 1,8^m Durchm. und von 8,5 cm bei 1,5^m Durchm. (Abb. 9, S. 180).

durfte; sie setzten sich zusammen aus einem geschweißten und innen geriffelten Eisenring, der die Stofflage gleichmäßig deckte, aus einer nachgiebigen Dichtungsschicht zwischen diesem Eisenring und den Spitzenden der Rohre, welche aus verstemtem Teerstrick im inneren und aus

zwei verstemmten Bleirohren mit Teerstrick- und Draht-Einlage an den Rändern bestand, sowie aus einer Eisenbetonmuffe mit Blecheinlage, welche in der Baugrube gegossen wurde. Die Muffenform, welche hierzu gebraucht wurde, und die Eiseneinlagen der Muffen zeigen Abb. 10 und 11, S. 180. Die Herstellung der Stöße erfolgte in sehr kurzer Zeit und die Rohre sollten bereits kurz nach Fertigstellung der Stöße in Betrieb genommen werden können.

Eine besondere Ausbildung zeigten auf dieser Baustelle die Formstücke, welche in großem Umfang vorkamen und sämtlich ebenfalls in Eisenbeton gefertigt wurden. Abb. 12 und 13, S. 180, zeigen die Eiseneinlagen von zwei großen Hosenrohren, die an das Hauptrohr von 1,8 m Durchm. anschlossen. Die für die Formstücke erforderlichen Eiseneinlagen wurden in der Fabrik abgebunden und verschweißt, während der zugehörige Beton erst auf der Baustelle nach Verlegen des Eisens außen und innen gegossen wurde.

Eine ähnliche Konstruktion wie am Pumpwerk von Colombes kam im Jahre 1911 im Boulevard Davout zur Anwendung. Hier wurden 4000 m Druckrohre von 1,5 m Durchm. für eine Druckhöhe von 80 m verlegt. Die Einzelheiten der Konstruktion, deren Ausführung ebenfalls der Firma Bonna übertragen war, gehen aus der Abbildung 6 in No. 22, Schnitt i-k und l-m, und aus den Abbildungen 14, S. 180, und 15, S. 181, hervor. Besonders erwähnenswert sind hier die Stoßverbindungen.

Die Stoßfugen wurden, nachdem die in der Fabrik hergestellten Rohre in der Baugrube in die richtige Lage gebracht und dicht aneinander gestoßen waren, zuerst mit einem geteerten Hanfgurt, welcher angeklebt wurde, abgedeckt, und darüber wurde die Ueberschiebmuffe aus Bandeisen, welche innen geriffelt war, mit Hilfe einer Spange fest angezogen, nachdem vorher noch die Stelle unter der Spange mit einem Deckblech versehen war. Dann wurde das Bandeisen von beiden Seiten mit Bleirohren, die von der Riffelung innen fest gehalten wurden, verstemmt und zuletzt die Eisenbetonmuffe gegossen, nachdem ihre fertig geschweißte Eiseneinlage herübergeschoben war. Die Baulänge der Rohre betrug 3 m und an einem Tage wurden 8 bis 10 m verlegt. Die Formstücke wurden teils in der Fabrik hergestellt (Abbildung 16, S. 180), teils wurden sie auf der Baustelle gegossen, nachdem in der Fabrik nur die Eiseneinlagen hergerichtet waren (Abbildung 17).

Während die meisten Druckrohre von Paris wie bei den beiden beschriebenen Bauausführungen mit Eiseneinlagen von kreuzförmigem Querschnitt hergestellt worden sind, weil sie der Unternehmung Bonna, welcher dieses Verfahren in Frankreich patentiert ist, übertragen waren, kam im Jahre 1911 auf dem Rieselfelde von Carrières-Triel auch eine Herstellung von Rohren mit Rundeiseneinlagen zur Anwendung.

Die Konstruktion dieser Rohre, deren Anfertigung der Firma Boussiron in Paris übertragen war, geht aus Abbildg. 8, Schnitt n-o und p-q hervor. Sie wurden mit Spiralen von Rundeisen armiert, hatten keine Blecheinlagen und waren für Druckhöhen bis zu 20 m berechnet. Die Durchmesser, welche zur Anwendung gelangten, betrugen bei 3 m Baulänge der Rohre 80, 60, 50, 40 und 30 cm. Die Stöße wurden in der einfachsten Weise durch Muffen gedichtet, welche auf der Baustelle gegossen wurden, nachdem vorher die Stoßfugen bei den größeren Rohren von innen, bei den kleineren von außen mit Zement-Mörtel verstrichen waren (Abb. 18 u. 19, S. 181).

Besonders interessant war die Herstellung der Rohre, die nicht in einer Fabrik, sondern auf der Baustelle erfolgte; sie wird durch die Abbildungen 20-22, S. 180/181 näher erläutert. Für die Herstellung wurden eiserne Formen und Kerne mit Spannvorrichtung benutzt, welche mit Hilfe eines auf Schienen laufenden hölzernen Portalkranes aufgestellt wurden, und der Beton wurde auf den Podesten dieses Kranes in Pritschen angemacht, von denen er unmittelbar in die Formen laufen konnte. Das Mischungsverhältnis betrug 1 : 2,2 bei Verwendung von schnellbindendem Zement und von einem Kiessand bis zu 4 mm Korngröße. Nach einer Abbindezeit von 1 1/2 bis 2 Stunden wurde mit einer Laufkatze der Kern gezogen, nachdem er durch die in seiner Achse befindliche Spindel zusammengezogen war, und dann wurde die aus drei Teilen be-

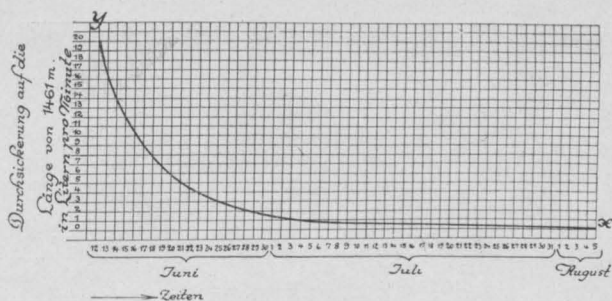


Abbildung 7. Dichtigkeits-Prüfung der Eisenbeton-Druckrohre im Tunnel im Jahre 1895. (Durchmesser 1,80.)

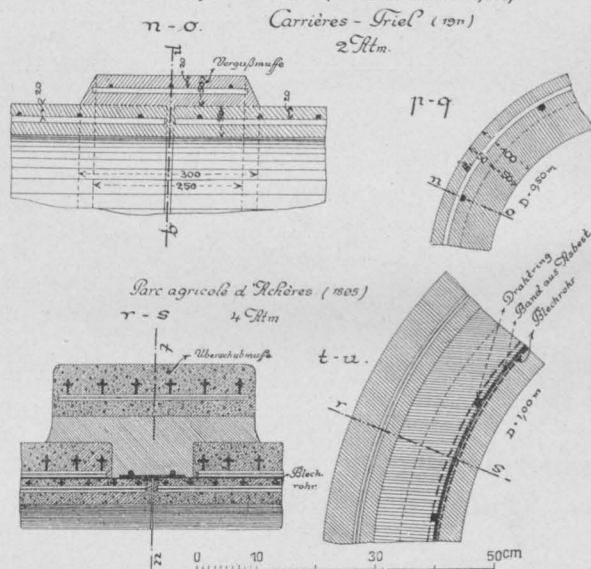


Abbildung 8. Stöße von Eisenbeton-Druckrohren.

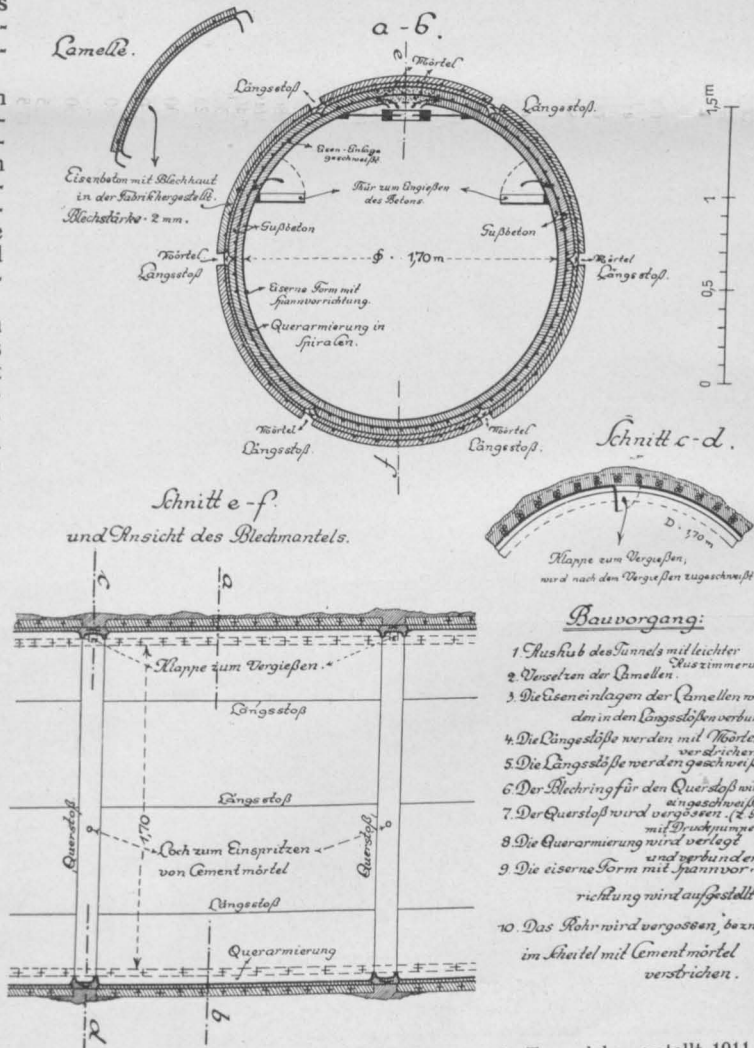


Abbildung 23. Druckrohr in der Rue Haxo, als Tunnel hergestellt 1911. (2,5 Atm. Druck.)

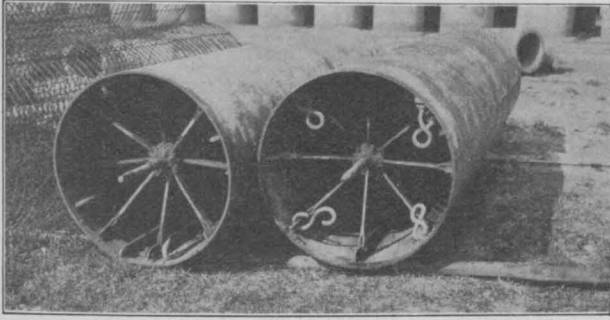


Abb. 22. Eiserne Formen mit Spannvorrichtung.

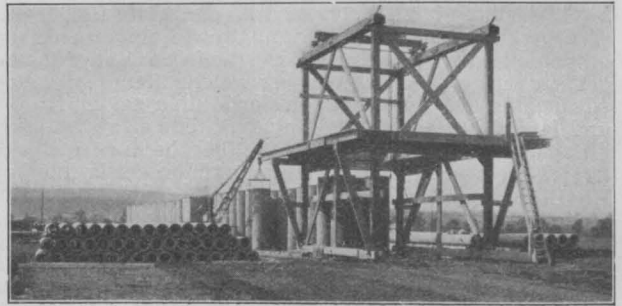


Abb. 20. Herstellung der Druckrohre für Carrières-Triel.



Abb. 13. Eiseneinlagen von Formstücken.

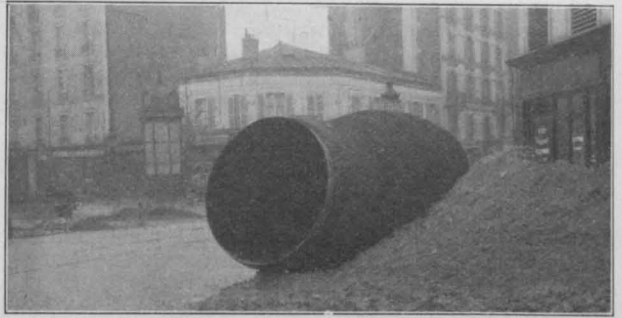


Abb. 17. Auf der Baustelle herzustellendes Formstück.

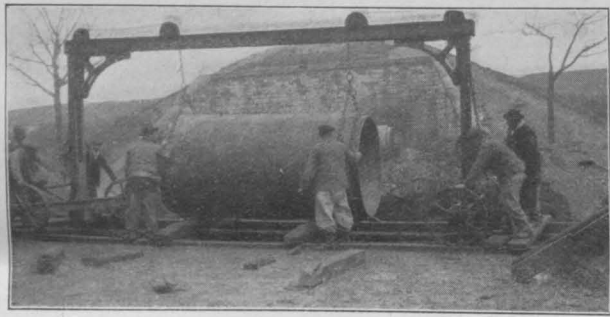


Abb. 14. Druckrohre des Boulevard Davout 1911.

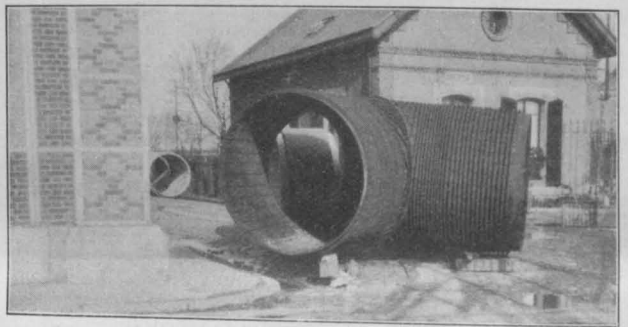


Abb. 12. Eiseneinlagen von Formstücken (Hosenrohre).



Abb. 9. Druckrohre bei Colombes 1911.

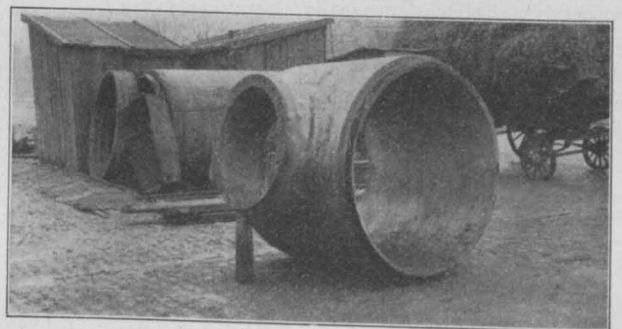


Abb. 16. Formstücke zu Abb. 14. In Fabrik hergestellt.

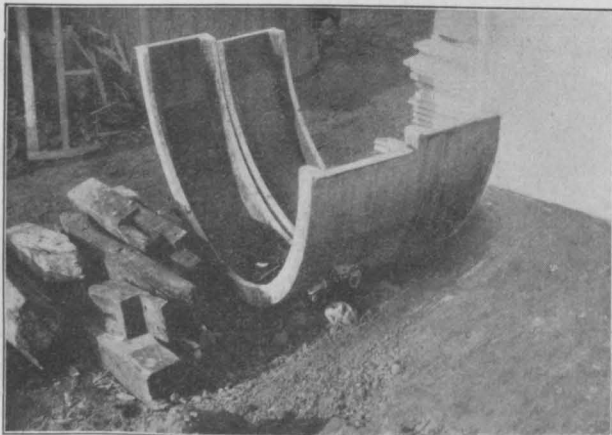


Abb. 10. Muffenform für die Druckrohre.



Abb. 11. Eiseneinlagen der Muffen.

stehende Form abgenommen. Mit einem Kern und einer Form wurden so an einem Tage 6—8 Rohre angefertigt. Die großen Rohre blieben bis zu ihrem Transport auf die Baustelle an ihrem Erzeugungsort stehen, während die kleinen mit einem auf Schienen laufenden Auslegerkran einige Tage nach der Herstellung umgelegt und gestapelt wurden. Die Formstücke wurden ebenso wie die normalen Rohre in Eisenbeton hergestellt. Der Preis für die Herstellung und das Verlegen dieser Rohre einschließlich der Erdarbeiten betrug etwa 0,42 M. für 1 m Länge und 1 cm lichten Durchmesser, war also sehr niedrig.

Die gewöhnliche Ausführungsart der Druckrohrleitungen war immer wie in den bisher beschriebenen Fällen die, daß die Rohre fabrikmäßig hergestellt und dann verlegt wurden. Eine hiervon abweichende Bauweise kam im Jahre 1911 in der Rue Haxo zur Anwendung, wo das Rohr wegen seiner tiefen Lage im Tunnel herzustellen war.

Die Länge der Leitung betrug 1500 m, der lichte Durchmesser 1,7 m und der Betriebsdruck 25 m. Das zu durchfahrende Gebirge bestand in einer Tiefe von 10—25 m unter der Erdoberfläche zum größten Teil aus Ton, sodaß die Schwierigkeiten der Wasserbewältigung nur gering waren und einige kleine elektrisch angetriebene Pumpen zur Trockenhaltung des Tunnels genügten. Die Einzelheiten der Anordnung gehen aus Abbildung 23, S. 179, hervor. Der Bauvorgang war folgender:

Nachdem der Tunnel mit einer leichten Auszimmerung vorgetrieben

mit einer Breite von 10 cm den Querstoß deckte und dessen Ränder ebenfalls rechtwinkelig nach innen umgebogen waren, eingesetzt und an den Rändern mit den Lamellen-Blechen nach Zusammenhämmern der Fugen verschweißt.

Die so abgedichteten Querstöße wurden außen mit Zementmörtel vergossen, wozu teilweise Druckpumpen verwendet wurden und teilweise Klappen, die sich am Scheitel jedes Blechringes befanden und nach dem Verguß zugeschweißt wurden. Mit dieser Arbeit war die Tunnelwandung vollständig durch Eisenbeton außen und durch Blech innen ausgekleidet und damit war die eigentliche Dichtungsarbeit vollendet.

Es galt nun noch die innere Auskleidung aus Eisenbeton zur Erzielung der nötigen Widerstandskraft des Tunnels herzustellen. Hierzu wurde die Querarmierung aus Kreuz-eisen in Spiralen im Inneren verlegt und durch Längseisen miteinander verbunden. Dann wurden kreisrunde eiserne Formen mit Spannvorrichtungen am Scheitel aufgestellt und so zentriert, daß überall die richtige Rohrstärke vorhanden war. Hinter diese Form wurde der schnellbindende Beton durch Klappen an den Seiten und am Scheitel gegossen, wobei der Schluß am Scheitel durch Verstreichen mit Zementmörtel erfolgte. Der Preis betrug 220 Frs. für 1 m oder rd. 1 M. für 1 cm Durchm. und 1 m Tunnelrohr einschließlich aller Arbeiten.

Da die Bauweise von Druckrohren aus Eisenbeton ihre umfangreiche Verwendung in Paris zum Teil dem Umstand verdankt, daß sie



Abbildung 18. Druckrohrverlegung. Rundeseisen-Einlage.



Abb. 15. Dichtung der Stoßfugen der Rohre (Abb. 14).



Abb. 19. Druckrohrverlegung. Rieselfeld Carrières-Triel.

war, wurden die Lamellen, von denen 6 Stück auf den Umfang gingen und die vorher in Eisenbeton mit Blechhaut an der inneren Leibung hergestellt waren, versetzt, wobei sie durch provisorische Eisenringe in ihrer Lage festgehalten wurden. Sie hatten längs und quer laufende Eiseneinlagen, welche an beiden Seiten ein Stück aus dem Beton herausragten. Diese Eiseneinlagen wurden im Tunnel zuerst in den Längsstößen mit der Würgegeze zusammengedreht und dann wurden die Fugen der Längsstöße mit schnellbindendem Mörtel verstrichen. Hierauf wurden die zugehörigen Ränder der Lamellenbleche, welche an allen Seiten über den Beton herausstanden und hier rechtwinkelig nach innen abgebogen waren, mit Hämmern zusammengetrieben und mit einem Gebläse von Sauerstoff und Äzetylen verschweißt. Damit war ein geschlossener Tunnelring auf Lamellenlänge geschaffen. Nachdem hierauf die Längseisen der Lamellen am Querstoß, dessen Fuge etwa 10 cm breit war, zusammengedreht waren, wurde der Blechring, welcher

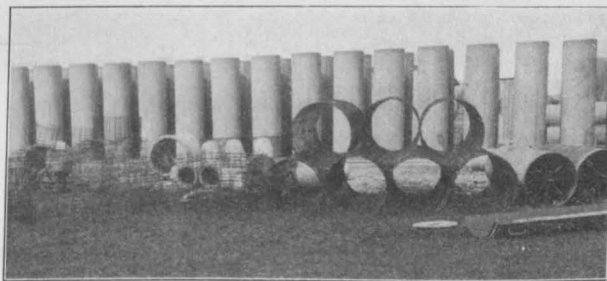


Abbildung 21. Druckrohr mit Rundeseisen-Einlage auf dem Rieselfeld Carrières-Triel.

besonders preiswert ist, so soll am Schluß noch eine Zusammenstellung von Preisen für Druckrohre in Paris seit dem Jahre 1894, soweit sie dem Verfasser dort zugänglich gemacht wurden, gegeben werden. Am Ende dieser Zusammenstellung, S. 178, sind die mittleren Durchmesser und die mittleren Preise gebildet worden, und zwar einmal für alle Leitungen und dann für die Leitungen mit und ohne Blechmantel je besonders.

Hiernach betrug der Preis für 1 cm lichten Durchmesser und 1 m Baulänge im allgemeinen $\frac{83,93}{113} = 0,74$ M., für die Rohre mit Blechmantel $\frac{97,30}{120} = 0,81$ M. und für die Rohre ohne Blechmantel $\frac{62,32}{100} = 0,62$ M. In Berlin und

Umgehend hat im allgemeinen der mittlere Preis bei Ausführung in Eisen 1 M. betragen, und die Druckrohrleitungen aus Eisenbeton in Paris sind daher etwa 25% billiger

gewesen. Dabei waren die Arbeitslöhne in Paris höher als in Berlin, denn man zahlte dort im Jahre 1911 für einen Erdarbeiter in der Stadt selbst 0,8 Frs. und in der Umgegend 0,6 Frs. für die Stunde.

Die beschriebenen Ausführungen zeigen, daß einerseits der Bau von Druckrohren aus Eisenbeton in Paris, wo jetzt etwa 300 km Eisenbetonrohre im Betriebe sind, bereits hoch entwickelt ist, und daß anderseits zwischen den Bauweisen von Druckrohren in Frankreich und Deutschland ein auffallender Unterschied vorliegt. Die-

ser ist zwar zu einem Teil darauf zurückzuführen, daß sich die Eisenindustrie in Deutschland schneller entwickelt hat als in Frankreich, und daß in Paris der kühne Unternehmer ein reicheres Feld seiner Betätigung gefunden hat als in den Großstädten Deutschlands, aber in der Hauptsache liegt der Grund darin, daß die Stadt Paris die wirtschaftliche Bedeutung der Druckrohre aus Eisenbeton bereits vor 20 Jahren mit weitschauendem Blick erkannt und ihre Ausführungsweise bis jetzt stetig vervollkommen hat. —

Anlage von Scheunen in verschiedener Bauweise.

Von Regierungs-Baumeister L. Kropf in Kassel.

Von den landwirtschaftlichen Betriebsanlagen sind die Scheunen in ihrer baulichen Entwicklung nach verschiedenen Gesichtspunkten fortgeschritten. Dies möge an verschiedenen Bauweisen im folgenden erörtert werden. Zum Teil sei dabei auf einige Erörterungen in der Zeitschrift „Maschinenpraxis“ Bezug genommen.

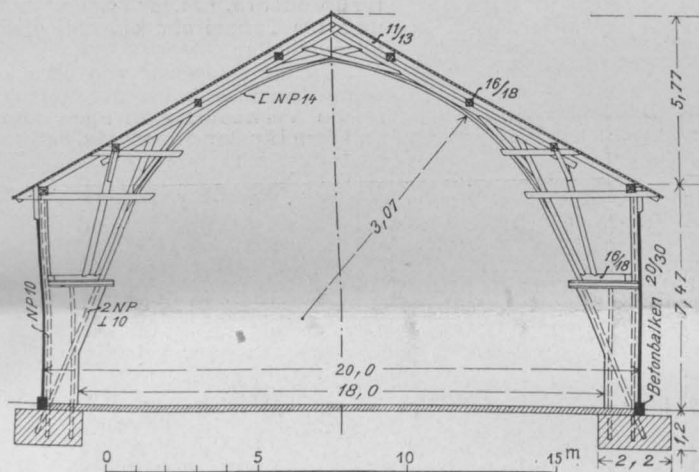
Scheunen in Holz werden vielfach mit Rücksicht auf die Verwendung naheliegender Holzvorräte hergestellt. Teilweise werden sie offen ausgeführt, damit das Getreide möglichst von allen Seiten leicht und schnell eingebracht werden kann. Die tragenden Stützen der Binder werden meist in größeren Fundamentklötzen verankert. Mit denselben werden besondere Streben fest verbunden. Durch verbolzte Kopfbänder erhalten einerseits die Pfetten mit den Streben und Stielen — und an-

derseits die Sparren mit den Pfetten durch Sturmeisen eine feste Verankerung. Durch den Zusammenhang der sämtlichen Verbandsteile untereinander wird eine sturm-sichere Gesamtkonstruktion geschaffen. Der für die betreffende Wirtschaft erforderliche Scheunenraum ist je nach den Bedürfnissen und den verfügbaren Einrichtungen des Betriebes einzurichten. Die Holzverkleidung wird meist durch Bretter hergestellt. Solche Scheunen werden in Breiten von 10–18 m und in Wandhöhe von 5–7 m ausgeführt. Die Kosten betragen z. B. in Rundholzkonstruktion für 1 cbm 0,75–0,90 M. ohne Fahrbrücke und 0,95 bis 1,20 M. mit Fahrbrücke. Wenn der Innenraum der Scheunen und das darin zusammengepackte Getreide besser gegen äußere Witterungseinflüsse geschützt werden sollen, so wird die vorgeschriebene Konstruktionsanlage mit besonderer Bretterverkleidung in dem oberen Teil der Seitenwände auf 1,5–2 m versehen (Vergl. auch R. Preuß, Breslau).

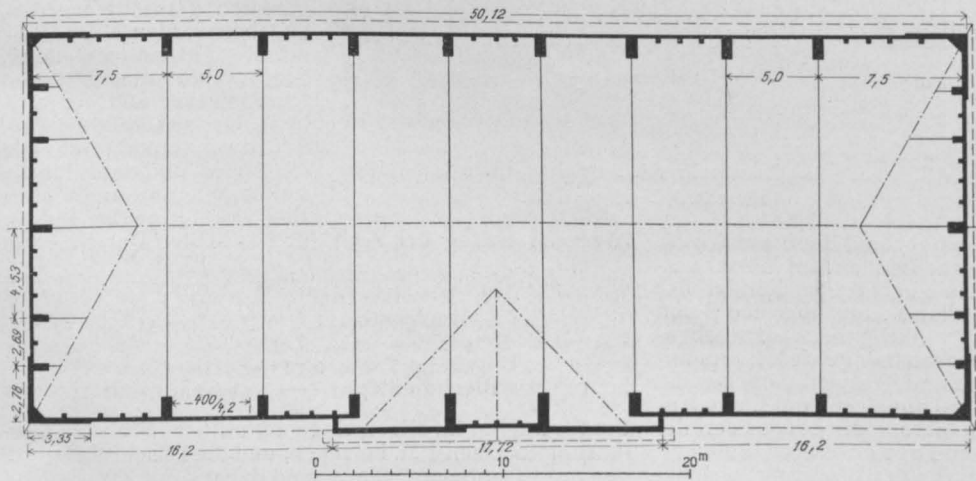
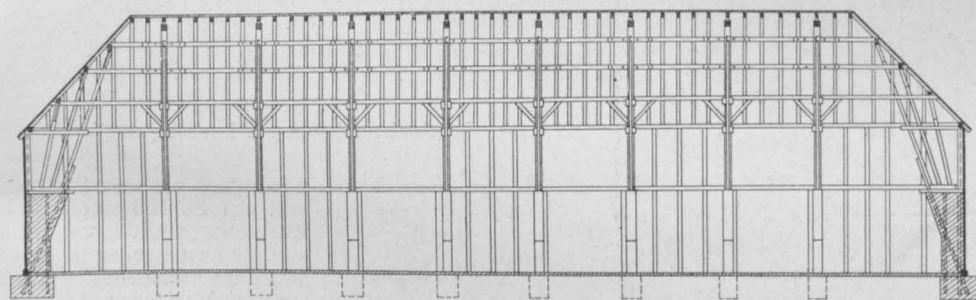
Für die Binderkonstruktionen derartiger hölzerner Scheunen in den vorbezeichneten Größenverhältnissen ist die Aufstellung von Zwischenstielen mit Rücksicht auf die mäßige Tragfähigkeit des Holzes geboten. Die hölzernen Scheunen erhalten manchmal auch Verstärkungen durch Eisenstäbe in den Dachbindern. Sie werden z. B. nach dem Konstruktions-System von Beger-Hamburg auch in freitragender Dachkonstruktion ausgeführt, wobei dann vielfach Rundholz verwendet wird. Dabei ragen nur sehr wenige Konstruktionshölzer in den Scheunenraum hinein; die Stapelung des Getreides kann leicht von den Erntewagen unter Zuhilfenahme von Abladevorrichtungen (etwa nach System Alfa oder „Total“) erfolgen, und das Getreide kann sich ungehindert setzen. — Bei einer Scheune mit Ablade-Vorrichtung kostet der Kubikmeter Bausraum etwa 1,30–1,50 M. (nach Hungerbühler, München-Gauting). Nach dem System von Hetzer werden die Scheunen auch in hallenartiger Konstruktionsweise aufgeführt. Da das Querprofil der Scheune frei von herausragenden Hölzern ist, so läßt sich der Raum leicht aus-

nützen; im Firstteil können Transport-Vorrichtungen (wie z. B. Fahrbahn mit Laufkatze) für das Getreide angebracht werden. — Zur besseren Raumaussnutzung sind jedoch auch flache Dachkonstruktionen am Platze.

Zur Erhöhung der Feuersicherheit und Vergrößerung der Standfestigkeit gegen senkrechte und seitliche Drücke werden die Scheunen in den Wänden massiv — meist aus Ziegeln hergestellt. Die Wände werden entweder im üblichen Rohbau oder Putzbau 1–1½ und 2 Stein stark mit Verstärkungspfählen ausgeführt — oder sie werden als Pfeilerbauten mit schwachen Füllungen von ½–¾ Steinstärke hergestellt. Besonders geringe Abmessungen auch bei größeren Feldweiten der Wände sind ferner auch in Stein-eisen-Konstruktion durchführbar. Durch die Einspannung eines Eisen-netz-Verbandes zwischen



Abbildungen 1–3. Konstruktion einer Scheune mit Steineisen-Wänden.



den Wandpfeilern und die Ausfüllung desselben mit Steinen verschiedener Art (Ziegeln, Betonsteinen u. a.) nebst Verbindung mit Mörtel wird ein festes Gefüge hergestellt; dasselbe vermag seitliche Drücke von Wind und Material und auch senkrechte Lasten aufzunehmen.

In den beigefügten Abbildungen 1—5 ist eine größere Feldscheune für den landwirtschaftlichen Betrieb des ehem. Landwirtschaftsministers v. Podbielski dargestellt. Auf jeder Längsseite von über 50 m Länge sind 8 einzelne Paare von Pfeilern auf massiven Fundamentklötzen in Abständen von 5 m angeordnet. Diese Pfeiler sind aus Betonkörpern — 38/1,10 m im unteren Teile — mit erweiterter Vorkragung nach oben hergestellt. Die Pfeiler

Vor die einzelnen Pfeiler sind nun Steineisenwände von $\frac{1}{4}$ Stein Stärke freitragend gespannt und durch Rippen versteift, die unten nur auf einen durchgehenden kleinen Betonbalken aufgesetzt sind. Auf diese Weise wird zugleich die Verbindung des unteren Wandteiles mit den Pfeilerfüßen und deren Profileisen-Bewehrung inniger hergestellt. Auf den Giebelseiten von rd. 20 m Länge ist die Wandkonstruktion zwischen 5 Pfeilern und 2 Eckpfeilern aufgerichtet. Die Dachkonstruktion ist dort nur mittels Holzgespärre angeschlossen. In den Wandfeldern für die Toreingänge fallen die Rippen fort. In der Längswandung sind 3 Reihen von Luftlochschichten vorgesehen. Die Toreingänge sind mit außen laufenden Schiebetoren



Abbildung 5. Äußere Ansicht der Scheune mit Steineisen-Wänden.



Abbildung 4. Einblick in die Scheune. Steineisenkonstruktion der Wände, Dachkonstruktion als Holzbogenbinder auf Eisenbetonpfeilern. System Prüß.

dienen in erster Linie als Widerlager für eine Bogenbinderkonstruktion (nach System Prüß). Zu diesem Zwecke sind schräg stehende Profileisen \perp N. P. 10 eingelassen und seitlich hochgeführt. Ein besonderes Ständer- und Strebenbinde setzt sich an der Längswand fort und ist teilweise mit einer Querschelle verbunden, die auf den vorerwähnten Pfeilerbau aufgesetzt ist. In einem Spitzbogen-Profil von etwa 3 m Halbmesser setzt sich dann der Binderbogen aus C-Eisen N. P. 14 fort, sodaß eine Art eingespannter Bogen vorliegt. Außerdem ist ein zweifaches Binder-Gespärre aufgesetzt; die ganze Konstruktion ist beiderseits durch je 4 Pfetten im Dach sowie durch eine solche auf den Pfeilern verstrebt. Die 2 oberen Pfetten sind noch durch C-Eisen N. P. 18 angelascht.

zu je zwei Flügeln mit je einem Rollenpaar versehen, das auf einer oberen Schiene läuft (vergl. Abb. 5). Das Dach ist mit Ziegeln eingedeckt. Der Boden ist massiv ausgelegt. Die Innen- und Außenflächen der Scheunenwände sind ungeputzt, sodaß die Ziegelverbände als besonders charakteristisch in den Eisennetz-Feldern hervortreten. Das auf Wagen herbeigeschaffte Getreide wird mit Hilfe von Handgeräten aufgestapelt. Der Dreschbetrieb wird auf einer Dreschmaschine unter Zuhilfenahme einer Lokomobile bewerkstelligt. Diese wird nebst fahrbarem Speisebehälter vor dem jeweiligen Toreingang aufgestellt.

Die Kosten der Scheune für 1 qm bebauter Grundfläche belaufen sich auf rd. 20 M. für Wand- und Dachkonstruktion einschließlich Ziegeleindeckung. —

Literatur.

Die Eisenbetonpraxis. Ein Leitfaden für Techniker und Architekten von Ing. E. Nicolas. 80. 313 S. Text und 301 Abb. Wien und Leipzig 1911. A. Hartleben's Verlag. (Bd. XVIII von A. Hartleben's Mechanisch-Technischer Bibliothek.) Pr. 8 M.

Die theoretischen Entwicklungen des Werkes, die nur etwa $\frac{1}{4}$ des Umfanges umfassen, beschränken sich auf einige allgemeine Angaben über die Festigkeits- und sonstigen wichtigen Eigenschaften des Eisenbetons, einige elementare statische Betrachtungen und die erforderlichen Formeln für die Spannungsermittlung und Dimensionierung von Platten, Balken und Säulen. Der gleiche Umfang ist der Materialprüfung und allgemeinen Bauausführung gewidmet, wobei dem Mischen und den dazu dienenden Maschinen ein unverhältnismäßig breiter Raum gewährt ist. Die Hälfte des Buches umfassen die Anwendungen des Eisenbetons, bei denen eine Trennung zwischen Hoch- und Tiefbau nicht stattgefunden hat. Bei der Wahl der Abbildungen hat der Verfasser nach seiner Angabe den Zweck verfolgt, dem Leser durch Vorführung vorbildlicher Arbeitsplätze die mangelnde Anschauung zu ersetzen, eine Aufgabe, die selbst mit zureichenderen Mitteln unseres Erachtens kaum gelöst werden kann, höchstens bei der Sonderdarstellung eines einzelnen Bauwerkes in allen wichtigen Entwicklungsstadien. Das klar geschriebene und übersichtlich gegliederte Werk erscheint im übrigen als Leitfaden zur Einführung in die Betonpraxis wohl geeignet. —

Der Bericht über die XV. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ im Februar 1912 zu Berlin ist im Verlage der „Tonindustrie-Zeitung“ kürzlich erschienen. Von den Vorträgen, die mit zahlreichen Abbildungen in dem Bericht zum Abdruck gekommen sind, wurden in den „Mitteilungen“ bereits die folgenden veröffentlicht: Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube Alma (Meurer) in No. 13; Schachtbau und Versteinerungs-Verfahren (Baumstark) in No. 14; Versuche mit Säulen und deren Berechnung (Mörsch) in No. 13 u. 14; Querbahnsteighalle in Leipzig (Gehler) in No. 9 bis 11; eine Eisenbetonkuppel von 34 m Spannweite (Spangenberg) in No. 11 u. 12; Neuere Versuche mit umschürtem Beton (Kleinlogel) in No. 5 u. 6. Aus dem Vortrage über: Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung (Gary) haben wir in No. 15 einen Auszug gebracht und der Vortrag über: Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton (Berndt) gibt im wesentlichen die Versuche wieder, die in Heft 15 der Mitteilungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ niedergelegt und in No. 18 ausführlich besprochen worden sind. Außerdem enthält der Bericht noch 2 Vorträge, die in den „Mitteilungen“ bisher nur kurz berührt worden sind. Der erste betrifft: Untersuchungen an kontinuierlichen Eisenbeton-Konstruktionen, ausgeführt a. d. kgl. sächs. Versuchsanstalt zu Dresden (Probst und Scheit). Auf den Bericht über diese Versuche, die an größeren Objekten, mit Abmessungen, wie sie in der Praxis vorkommen, ausgeführt worden sind, mit dem Zweck, die Berechnungsgrundlagen für kontinuierliche Eisenbetonbalken weiter zu klären, sei besonders hingewiesen. Es wurden 5 Versuchsobjekte geprüft und zwar Träger auf 2, 3, 4 und 6 Stützen, sowie eine Konstruktion mit unten fest verbundenen Stützen. Hr. Scheit schilderte das gewählte Prüfungsverfahren, das für spätere, weitere Untersuchungen als vorbildlich dienen kann, Hr. Probst zog die praktischen Ergebnisse aus den Versuchen und gab einen Vergleich der durch den Versuch und aus der Berechnung ermittelten Spannungen. (Eine ausführliche Veröffentlichung über die Versuche ist im Verlag von Julius Springer erschienen.) Der zweite Vortrag behandelte den Monumentalbrunnen in Düsseldorf und andere neue Kunststein-Ausführungen (Schwenk). Die Ausführungen und Abbildungen lassen den hohen Stand der Kunststeintechnik erkennen und geben auch interessante Aufschlüsse über die praktische Ausführung.

Der Bericht über die Verhandlungen gibt auch Aufschluß über die inneren Angelegenheiten des Vereins, über die ohne Zuziehung von Gästen beraten worden ist. Aus dem vom Direktor des Vereins (Petty) erstatteten Bericht über technische Erfahrungen bei Bauunfällen haben wir in No. 7 einen Auszug gebracht. Aus den von der Gesamtversammlung geführten Verhandlungen ist hervorzuheben die Frage der Verwendung von Hochofenschlacke zur Betonbereitung, eine Frage, die mit großer Vorsicht wegen des verschiedenartigen Verhaltens der Schlacke zu behan-

deln ist, der ausführliche Bericht des Schiedsgerichts-Ausschusses, ferner der Bericht über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Besonders hingewiesen sei noch auf die durch v. Bach im Anschluß hieran gemachten Mitteilungen über in Stuttgart ausgeführte Prüfungen von Balken zu Kontroll-Versuchen. Interesse bietet auch die Wiedergabe der sich an die Vorträge zum Teil anschließenden Diskussionen, so namentlich bei den Säulenversuchen. Ein Studium des Berichtes wird daher manche Anregung bringen. —

Vermischtes.

Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von abgebundenem (erhärtetem) Zementmörtel und -Beton. Ueber diese Frage veröffentlicht H. Burchartz, ständiger Mitarbeiter der Abt. 2 für Bau-Materialprüfung im kgl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde-West in Heft 3 Jahrg. 1912 der „Mitteilungen“ dieses Amtes die Ergebnisse von Untersuchungen, die sich speziell mit Prüfung des Verfahrens beschäftigen, welches das Amt bei Ermittlung des Mischungsverhältnisses nach Raumteilen verwendet. Die mechanische Zusammensetzung, d. h. das Mischungsverhältnis vom Bindemittel zum Zuschlagsstoff, das in Streitfragen häufig nachträglich festgestellt werden soll, kann hiernach stets ermittelt werden, wenn in dem erhärteten Mörtel oder Beton nur ein einheitliches Bindemittel, also nur Zement oder nur Kalk enthalten ist und wenn der Zuschlagsstoff keine in Säure löslichen Bestandteile (kohlenauerer Kalk, lösliche Kieselsäure, Eisenoxyd, Tonerde usw.) enthält, oder doch nur geringe Mengen davon, und wenn er keinen zu hohen Gehalt an abschlämmbaren (lehmigen, tonigen, erdigen usw.) Stoffen aufweist. Die Zusammensetzung nach Gewichtsteilen ist unter diesen Voraussetzungen in bekannter Weise auf chemischem Wege durch Behandeln des getrockneten und zerkleinerten Materiales mit Salzsäure zu ermitteln. Für die Praxis wird aber meist die Angabe des Mischungsverhältnisses nach Raumteilen verlangt, das sich aus demjenigen nach Gewichtsteilen ohne Weiteres ableiten läßt, sobald man die Raumgewichte der einzelnen Bestandteile des Mörtels oder Betons kennt. Ist das nicht der Fall, so muß man einige weitere Annahmen machen. Das Raumgewicht des Zementes läßt sich nämlich, da dieser bei der Zerlegung des Mörtels usw. nicht wieder im Urzustande gewonnen werden kann, nicht mehr nachträglich feststellen. Es wird bei den Untersuchungen des Amtes daher das nach den preuß. minist. Bestimmungen für Eisenbeton für Portlandzement angenommene Raumgewicht von 1400 kg/cbm bzw. 1,4 kg/l in solchen Fällen zugrunde gelegt. Der Zuschlagsstoff läßt sich dagegen, soweit er in Salzsäure nicht löslich ist, wiedergewinnen, sein Raumgewicht also auch noch nachträglich feststellen, wobei allerdings nicht bekannt ist, in welchem Feuchtigkeitszustande die Zuschläge s. Zt. verarbeitet wurden. Es wird daher in allen solchen Fällen das Gewicht eines Liters Sand-, Kies- usw. Materiales mit 4% Wasser angefeuchtet und gemittelt aus dem eingelaufenen und eingerüttelten Zustande zugrunde gelegt. Ist beispielsweise das Verhältnis der Bestandteile eines Betons nach Gewichtsteilen 22 Zement auf 72 Kiessand, also auf 1 : 3,3 festgestellt und ist z. B. das Raumgewicht des Zuschlages mit 1,6 kg/l ermittelt, so ergibt sich ein Verhältnis

$$\frac{22}{1,4} : \frac{72}{1,6} = 1,5 : 4,5 = 1 : 3$$

nach Raumteilen.

Um nun festzustellen, wie weit sich diese Annahmen von der Wirklichkeit entfernen können, sind Versuche gemacht mit einem Zement und verschiedenen Zuschlagsstoffen, deren Raumgewichte vorher ermittelt wurden, und es sind dann die Probekörper von Beamten der Anstalt, die Zusammensetzung der Körper und Zweck der Untersuchung nicht kannten, nachträglich auf ihre Zusammensetzung untersucht nach dem üblichen Verfahren des Amtes. Die Ergebnisse zeigten eine für die Praxis genügende Uebereinstimmung. —

Den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit bei Druckversuchen mit Zementwürfeln usw. untersucht H. Burchartz in Heft 4, 1912, der genannten Veröffentlichungen und kommt zu dem Ergebnis, daß bei der Amsler-Laffon-Presse die Geschwindigkeit des Zusammendrückens das Versuchsergebnis mehr oder weniger stark beeinflusst, sodaß in den Normen die Belastungs-Geschwindigkeit für diese Presse auch einheitlich geregelt werden sollte, um diesen Einfluß bei Vergleichversuchen an verschiedenen Stellen auszuschalten. —

Inhalt: Druckrohrleitungen der Stadt Paris. (Schluß.) — Anlage von Scheunen in verschiedener Bauweise. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

No. 24.

Die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses der Jubiläums-Stiftung der „deutschen“ Industrie.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch in Neustadt a. H.

In den kürzlich erschienenen Heften 122 und 123 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“, Berlin 1912, Verlag Julius Springer*, ist der Schluß der Versuche enthalten, die an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart über die Widerstandsfähigkeit T-förmiger Eisenbetonbalken mit breiter Platte angestellt worden sind. Anlässlich der Besprechung dieser theoretisch wie praktisch gleich wertvollen Versuchsergebnisse sei eine kurze Uebersicht der bisherigen Versuche für den „Eisenbeton-Ausschuß der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie“ gestattet, der im Jahre 1913 auf eine 10jährige Tätigkeit zurückblicken kann.

Dem Ausschuss war vom Kuratorium der Jubiläums-Stiftung die Aufgabe gestellt worden, die wissenschaftliche Erforschung des Eisenbetons in systematischer Weise aufzunehmen, und zwar unter Würdigung der bis dahin auf diesem Gebiet durchgeführten Versuche, sowie unter Berücksichtigung der Bedürfnisse der ausführenden Technik. Den Anlaß zur Bildung des Ausschusses gab eine Eingabe des Hrn. Prof. Möller in Braunschweig um Bewilligung von Mitteln zur Erforschung der Bruch-sicherheit von Eisenbetonbalken.

Das vom Ausschuss aufgestellte ursprüngliche Programm sah außer den von Prof. Möller geplanten und durchgeführten Versuchen noch solche über die unmittelbar ermittelte und bei Biegung vorhandene Haftfestigkeit vor, es enthielt ferner Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Säulen und über die Wirkung der Schubkräfte bei Balken rechteckigen und T-förmigen Querschnittes.

Die im Jahre 1906 einsetzende Tätigkeit des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, dem sehr viel größere Mittel zur Verfügung standen, mußte selbstverständlich die Art der weiter vorzunehmenden Versuche beeinflussen.

Die mit Mitteln der Jubiläumssiftung durchgeführten und bisher veröffentlichten Versuche sind die folgenden:

1. Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens.

Von Baudirektor C. v. Bach, erschienen im Heft 22 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Berlin 1905.

Diese sind in den „Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbeton“ der „Deutschen Bauzeitung“ 1905, No. 8, besprochen worden. Die Frage des unmittelbaren Gleitwiderstandes wurde durch die Versuche so klargestellt, daß der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ ähnliche Versuche nicht mehr anstellte.

Die Untersuchungen erstreckten sich auf die Ermittlung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Sandmenge im Beton, sowie auf den Unterschied, der sich ergibt, je nachdem das Eisen aus dem Beton herausgezogen oder hindurchgedrückt wird. Bei den Versuchen wurde gefunden, daß bei rasch ansteigender Belastung ein erheblich größerer Gleitwiderstand sich ergibt, als wenn die Last auf jeder Stufe längere Zeit wirkt. Durch Zufall wurde auch noch der günstige Einfluß der Erschütterungen festgestellt, die der fertige Probekörper vor seinem Abbinden erfährt und der sich dadurch erklärt, daß sich infolge der Erschütterungen um den Eisenstab herum mehr Zementschlamm ansammelt. Bei neueren Versuchen, die vom „Deutschen Ausschuss“ über den Einfluß der Erschütterungen angestellt wurden, hat sich ein ähnliches Ergebnis gezeigt.

Der Einfluß der Elastizität des Eisenstabes auf seinen Gleitwiderstand ist nachgewiesen durch die höheren Werte, die bei kleineren einbetonierten Längen oder größeren Eisenstärken erhalten wurden. In dem Bericht ist erstmalig ausgesprochen, daß der Gleitwiderstand infolge der Elastizität des Eisens nicht gleichmäßig auf die einbetonierte Länge verteilt sein kann. Die gemessenen Gleitwiderstände sind also nur vermittelte. An Hand derselben läßt sich indessen auf die Verteilung des Gleitwiderstandes bei gezogenen und gedrückten Eisen in verschiedenen Belastungsstadien schließen (vergl. Mörsch, Eisenbetonbau, IV. Auflage, S. 69–71).

In Ergänzung dieser Gleitversuche sind von der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart

2. Versuche mit einbetonierten Thachereisen angestellt worden (Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1907, Heft 39).

Die Thachereisen, die wegen ihrer Form bekanntlich auch Knoteneisen genannt wurden, sind damals von gewisser Seite angelegentlich empfohlen worden, da bei ihnen ein Gleiten überhaupt nicht möglich wäre. Die Versuche ergaben indessen, wie zu erwarten war, eine sprengende Wirkung der Eisen auf den Beton, die so groß ist, daß bei der Betondeckung, wie sie an Balkenrippen höchstens vorhanden sein kann, ein größerer Gleitwiderstand als bei gewöhnlichen Rundeseisen nicht möglich ist (vergl. „Deutsche Bauzeitung“ 1907, No. 30, S. 212).

3. Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. (Versuche A, veröffentlicht 1905 von Baudir. C. v. Bach in Heft 29 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten.)

Der Mangel an vergleichenden Säulenversuchen veranlaßte die Kommission, solche als dringend in das Programm aufzunehmen. Ueber diese Versuche ist in der „Deutschen Bauzeitung“ im Jahre 1905, Beton-Beilage

* Mitteilungen über Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens, insbesondere aus den Laboratorien der technischen Hochschulen, herausgegeben vom „Verein Deutscher Ingenieure“, Heft 122 und 123. Bach & Graß. Versuche mit Eisenbetonbalken. IV. Teil. Berlin 1912. Kommiss.-Verlag Jul. Springer. Pr. 4 M.

No. 19, berichtet worden, und es wurde am Schluß darauf hingewiesen, daß man den praktischen Verhältnissen näher käme, wenn man längere Versuchskörper an beiden Enden mit Köpfen versehen würde.

Die Bruchlasten der in der Längsrichtung verschieden stark armierten Säulen verhielten sich nicht so, wie es nach der Formel $P = (F_b + n \cdot F_e) \cdot \sigma_b$ zu erwarten gewesen wäre, vielmehr war der Zuwachs bei stärkerer Armierung im Verhältnis geringer.

Nach dem heutigen Stand unseres Wissens liegt aber die Ursache lediglich an der Ausbildung der Enden jener Säulen. Da die Längseisen 5 cm vor den Stirnflächen endigten, so erlitt der zwischen den Eisenenden und den Stirnflächen vorhandene Beton unmittelbar über den Eisen starke Pressungen und übte dann eine sprengende Wirkung aus, die bei umso geringeren Eisenpressungen eintrat, je stärker die Längseisen waren. In der Tat sind auch alle Säulen an den oberen Enden gebrochen. Nur bei den schwach armierten Säulen scheint die Beanspruchung der Längseisen bis zur Quetschgrenze erreicht worden zu sein (vergl. Mörsch, Eisenbetonbau, VI. Aufl., Seite 101).

Die Versuche haben indessen ergeben, daß durch Verminderung des Bügelabstandes eine beträchtliche Erhöhung der Tragfähigkeit eintritt. Ferner bewirkten die Bügel bei gleicher Längsbewehrung eine Abnahme der Zusammendrückung und zwar umso mehr, je enger sie angeordnet waren. Bemerkenswert sind noch die im Anschluß an die Elastizitätsmessungen durchgeführten Versuche über die Zug- und Druckelastizität des Betons, die zeigen, daß bei Zug die bleibende Deformation viel größer ist, als bei Druck.

Seitens des „Eisenbeton-Ausschusses der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie“ wurden keine weiteren Säulenversuche mehr vorgesehen, da eine gründliche Erforschung dieses Gebietes inzwischen in das Programm des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ aufgenommen worden war. Heft 21 des „Deutschen Ausschusses“, das soeben erschienen ist und die letzten Vorversuche des Materialprüfungsamtes Berlin - Lichterfelde West enthält, gibt Aufschluß darüber, daß ganz besondere Vorkehrungen zu treffen sind, um den vorzeitigen Bruch der Probesäulen am Kopfe zu verhindern und daß bei zweckentsprechend ausgebildeten verstärkten Köpfen der Bruch im Schaft eintritt. Anderseits wird aber eine gleiche Tragfähigkeit erzielt, wenn die Betonüberdeckung der Längseisen an den Stirnenden nur 2–3 mm beträgt.

4. Untersuchungen an Plattenträgern

von Prof. Möller in Braunschweig. Verhandlungen des „Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes“, Berlin 1907.

Prof. Möller bezweckte mit seinen Versuchen darzutun, daß bei den gewöhnlichen auf Biegung beanspruchten Trägern und Platten aus Eisenbeton das Eisen eine geringere Sicherheit aufweist, als der Beton, mit anderen Worten, daß der Bruch immer infolge Ueberbeanspruchung des Eisens eintrete. Die Versuche zeigen, daß das Armierungsprozent bei rechteckigem Querschnitt bis auf 3% steigen muß, bis endlich die Druckspannung des Betons maßgebend für die Bruchsisicherheit wird. Wenn auch einem Höherrücken der zulässigen Druckspannung nicht das Wort geredet wird, so folgt doch aus den Versuchen, daß es keinen praktischen Wert hat, die Druckspannung des Betons bei statischen Berechnungen sehr genau zu ermitteln und daß es auch für die Sicherheit eines Baues nicht viel zu sagen hat, wenn die Würfelprobe etwas unter der verlangten Festigkeit bleibt. In dieser Hinsicht verfolgten die Möller'schen Versuche den gleichen Zweck, wie die neuerdings viel erörterten Kontrollbalken.

5. Versuche mit Eisenbetonbalken

sind von Baudir. v. Bach in den Heften 39, 45–47, 90 und 91, 122 und 123 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ veröffentlicht worden.

Heft 39 (Berlin 1907) enthält die ersten bekannt gewordenen Versuche über die Haftfestigkeit oder besser den Gleitwiderstand bei Biegung von Eisenbetonbalken mit nur geraden Eisen.

Die auf 2 m freiliegenden und mit zwei symmetrischen Einzellasten von 1 m Entfernung belasteten Balken hatten verschiedene Breiten und waren mit je einem geraden Rundeseisen von verschiedener Dicke armiert. Die gefundenen Gleitwiderstände stimmen gut miteinander und mit denjenigen der unmittelbaren Zugversuche überein, sie schwanken zwischen 17 und 22,7 kg/qcm nach 6 Monaten. Die Beobachtungen erstreckten sich auch auf das Auftreten der ersten Risse, die Längen-Änderung des oberen und unteren Randes der Balken, die Lage der Nulllinie und auf die Durchbiegung. Auch die beim Ent-

lasten im Eisen zurückbleibende Zugspannung, die von der bleibenden Verlängerung des gezogenen Betons herrührt, wurde ermittelt.

Besonders beachtenswert sind auch die Beobachtungen über das Auftreten von Wasserflecken an oberflächlich abgetrockneten und vorher feucht aufbewahrten Probekörpern. Die Wasserflecken zeigen vor Auftreten der Risse eine Lockerung des Gefüges an. Bei steigender Belastung treten dann Risse immer an den Stellen ein, wo Wasserflecke entstanden waren. Es zeigte sich ferner die Dehnung des Betons vor Auftreten der Risse größer bei schmälere Balken, bei denen also die Entfernung des Betonrandes vom Eisen kleiner war. Ueber diese Versuche und einige Ergänzungen ist auch in No. 26 der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“ 1907 berichtet.

Die Balken von Heft 39 sind alle durch Ueberwinden des Gleitwiderstandes gebrochen, und es zeigt diese Tatsache, daß es nicht ohne weiteres angängig ist, von einer Berücksichtigung der Gleitspannungen überhaupt abzu- sehen. Dagegen ist zu beachten, daß bei der praktischen Anwendung der Einfluß der Haftspannungen auf die Bruch- sicherheit durch Bügel und abgebogene Eisen, sowie durch die Endhaken wesentlich geändert und zurückge- drängt wird.

Heft 45–47 (Berlin 1907) enthält die Versuche von Balken mit Bügeln und abgebogenen Eisen. Da die Ergebnisse in No. 24 des Jahrg. 1907 der „Mitteilungen über Zement usw.“ eingehend beschrieben sind, so soll hier nur darauf hingewiesen werden, daß die Versuche die Erhö- hung der Tragfähigkeit infolge der Bügel, der Haken an den geraden Eisen und infolge der abgebogenen Eisen zeigten. Sie ergaben ferner, daß die gewöhnliche Berech- nung der Haftspannung an den geraden Eisen bei gleich- zeitig vorhandenen abgebogenen Eisen zu hohe Werte ergibt. Durch diese Versuche, welche auch die bis dahin noch umstrittene Frage der Dehnungsfähigkeit des armier- ten Betons endgültig entschieden haben, wurde der Einfluß der Schubkräfte soweit klargestellt, daß es dem „Deut- schen Ausschuss für Eisenbeton“ möglich war, ein um- fangreiches Programm für die Versuche über die Wirkung der Schubkräfte aufzustellen.

Die vollständige Veröffentlichung der sehr gründlichen Untersuchungen, die sich auch auf die Zug- und Druck- Elastizität des verwendeten Betons erstreckten, bietet ein reiches Material zu wissenschaftlichen Studien über die tatsächlich auftretende Spannung, die Lage der Nulllinie, die Durchbiegungen usw.

Heft 90–91 (Berlin 1910), vergl. „Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement usw.“, Jahrg. 1911, No. 10 ent- hält Versuche über die Vorspannung der Eiseneinlagen und über den Einfluß der Druckarmierung auf die Trag- fähigkeit von rechteckigen Eisenbetonbalken. Ferner ist darin über Versuche mit Plattenbalken berichtet, die ver- schiedene Plattenbreiten besaßen. Die letzteren Versuche sind weiter fortgesetzt worden, worüber das vor kurzem erschienene Heft 122–123 handelt.

Für die Versuche über den Einfluß der Vorspan- nung der gezogenen Eisen wurden rechteckige Balken von 25/30 cm Querschnitt und mit 2 Rundeseisen von 18 mm verwendet, die mit 2 symmetrischen Einzellasten belastet waren und auf 2 m frei lagen. Infolge der Vorspannung der Eisen waren im unbelasteten Balken unten Druck- spannungen und oben Zugspannungen vorhanden, die bei der Belastung erst auf Null zurückgehen mußten.

Aus diesem Grunde entstanden die ersten Risse bei den Balken mit Vorspannung unter einer um 2400 kg höhe- ren Last. Auch bezüglich der Höhenlage der neutralen Achse äußerte sich der Einfluß der Vorspannung als eine Verzögerung der ohne sie eintretenden Deformationen. In Abbildung 1 sind die Verkürzungen des oberen und die Verlängerungen des unteren Balkenrandes aufgetra- gen. Die für die vorgespannten Balken der Reihe 13 gel- tenden Kurven sind gleichlaufend denjenigen der Reihe 14, jedoch von dem Punkt an, wo die anfänglich vorhandene Proportionalität aufhört, um ein gewisses Stück nach rechts verschoben, entsprechend der Last, welche nötig ist, um die Wirkung der Vorspannung aufzuheben.

Den Unterschied in den Lagen der Nulllinie zeigt Ab- bildung 2. Die fast konstant bleibende Lage der Nulllinie im Anfang der Belastung bei Reihe 13 deutet darauf hin, daß hier ein Stadium I vorhanden war, was sich leicht daraus erklärt, daß die Spannungen zuerst auf Null sin- ken mußten, ehe sie wieder zunahmen.

Auf die Bruchlast war kein Einfluß mehr zu erkennen, da mit dem Ueberschreiten der Streckgrenze die Wirkung der Vorspannung verloren geht.

Die Biegungsversuche mit doppelt armier- ten Betonbalken haben zu dem neuen und wichtigen Ergebnis geführt, daß die Druckarmierung bis zur Quetsch-

grünze ausgenützt werden kann. Die Balken hatten die aus Abbildung 3 und 4 ersichtlichen Abmessungen und Bewehrungen. Neben dem starken Prozentsatz der letzteren war noch ein etwas mageres Mischungsverhältnis des Betons angewendet worden, um sicher den Bruch in der Druckzone herbeizuführen.

Der Einfluß der oberen Eiseneinlagen ist sehr deutlich aus Abbildung 5 zu erkennen, in der für fortschreitende Belastungen P nach oben die gemessenen Verkürzungen des oberen und nach unten die gleichzeitig ermittelten Dehnungen des unteren Balkenrandes aufgetragen sind. Die entsprechenden Linien bei den Reihen e und c (auch d) zeigen zunächst viel geringere Zusammendrückungen des Betons bei den gleichen Belastungen, was von der Entlastung des Betons der Druckzone durch die oben ein-

Bruch des Betons so große Kräfte in die Stahlstangen kamen, daß deren Gleitwiderstand in den äußeren Balkendritteln überwunden wurde.

Der durch diese Biegeversuche erbrachte Nachweis, daß der Beton vor dem Bruch so große Verkürzungen erleidet, daß das mitwirkende Eisen seine Stauchgrenze erreicht und bei der weiteren Deformation bis zum Bruch des Betons auf dieser Spannung verharret, bildet einen wertvollen Beweis für die Richtigkeit der vom Verfasser aufgestellten Berechnungsweise für Eisenbetonsäulen (vergl. Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, seine Theorie und Anwendung, IV. Auflage), worüber in No. 13 und 14 der „Mitteilungen über Zement usw.“ dieses Jahres berichtet ist.

Heft 90 und 91 enthält noch die Versuche über die Mitwirkung der Deckenplatte bei T-förmigen

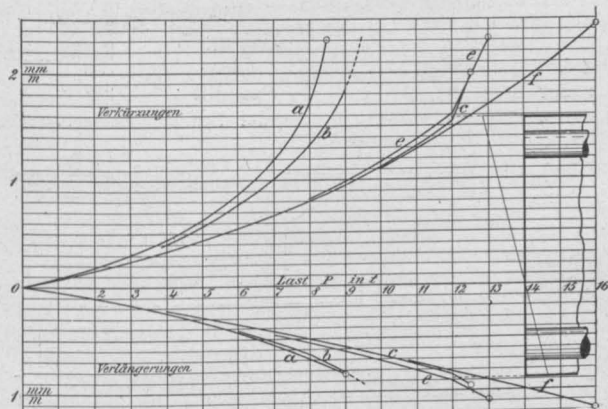


Abbildung 5. Darstellung der Verkürzungen des oberen und der Verlängerung des unteren Balkenrandes mit fortschreitender Belastung P bis zum Bruch o.

Abbildung 2 (rechts oben). Eiseneinlage der neutralen Achse bei wachsender Last P für Reihe 13 (mit Vorspannung) und Reihe 14 (ohne Vorspannung).

Abbildung 1 (rechts unten). Verkürzungen des oberen und Verlängerungen des unteren Balkenrandes bei Reihe 13 (mit Vorspannung) und Reihe 14 (ohne Vorspannung).

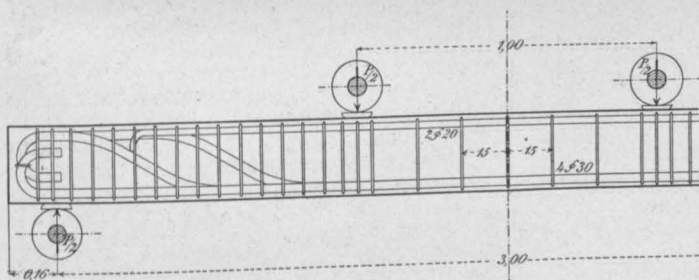


Abbildung 3. Ansicht der Armierung in Balkenreihe d .

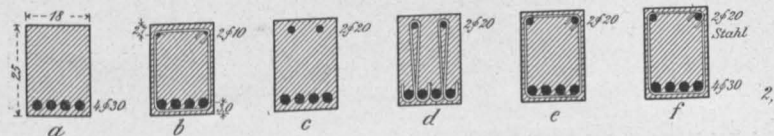


Abbildung 4. Querschnitte im mittleren Teil des Versuchsbalkens.

gelegten Eisen herrührt. Die Kurven besitzen aber bei $P = 12t$ einen auffallenden Knick und nehmen von da bis zum Bruch einen steileren, dem entsprechenden Stück der Kurve bei Reihe a nahezu parallelen Verlauf.

Hieraus müssen wir schließen, daß bei $P = 12t$ die Stauchgrenze der 2 oberen Rundeisen von 20mm Durchm. erreicht wurde; der Beton war jedoch fähig, noch weiterhin Spannungen aufzunehmen und sich noch mehr zu verkürzen, während die Spannung im oberen Eisen auf der Stauchgrenze stehen blieb. Damit erklärt sich auch die stärkere Zunahme der Dehnungen am unteren Rand, weil dann der Hebelsarm zwischen Zug und Druck im Querschnitt gegen vorher etwas geringer wurde.

Bemerkenswert ist ferner der Verlauf der beiden Kurvenzweige für die Reihe f , bei der die obere Einlage aus Stahl bestand. Die Kurven zeigen nicht den für die Fluß-Eisenarmierungen bezeichnenden Knick, sondern verlaufen stetig bis zur Bruchlast. Es scheint, daß hier beim

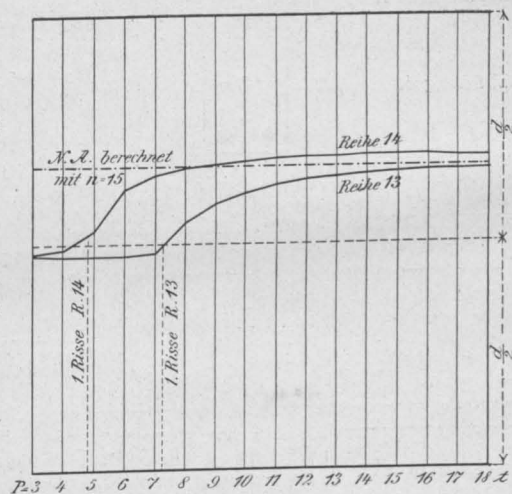


Abbildung 5 (links).

Abbildung 2 (rechts).

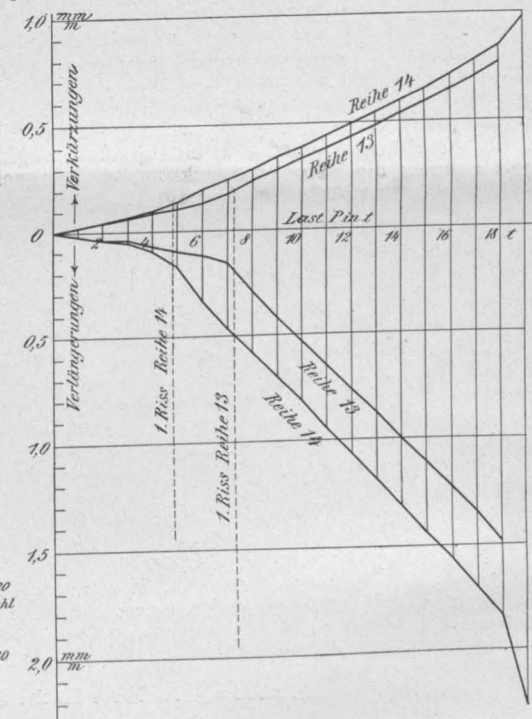


Abbildung 1 (rechts).

Balken, deren Fortsetzung in Heft 122 und 123 (erschienen 1912) behandelt ist.

Bekanntlich ist die Mitwirkung der Deckenplatte nur möglich, indem in den senkrechten Flächen $a-a'$, in welchen sie an den Steg anschließt, Schubspannungen auftreten. Schließt die Deckenplatte mit Vouten an die Rippen an, so wird die Schubspannung am Ende der Voute im allgemeinen größer sein, als im Anschluß an den Steg (Abbildung 6 a. f. S.). Die Schubspannung ist

$$\tau = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{2d} \cdot \frac{b-b_1}{b}.$$

Außer den Schubspannungen wirken in $a-a'$ noch Zug- und Druckspannungen normal zu diesen Flächen. Denkt man sich nämlich den außerhalb $a-a'$ gelegenen Plattenteil längs dieser Fläche abgetrennt, so werden an der Schnittstelle zunächst Schubspannungen anzubringen sein, die eine nach außen gerichtete wagrechte Ausbie-

gung der Platte hervorbringen würden. Diese Ausbiegung wird aber beim symmetrischen Plattenbalken gehindert durch den Zusammenhang mit dem Steg und dem gegenüber liegenden Plattenteil. Somit wirken auf jene Schnittflächen noch normal gerichtete Druckspannungen bei den Balken-Enden und Zugspannungen im mittleren Balkenteil, durch welche die von den Schubkräften verursachte seitliche Ausbiegung wieder rückgängig gemacht und der Plattenteil in den richtigen Spannungszustand versetzt wird. Die Versuche erstreckten sich auf folgende Probekörper:

Reihe 2, Balken mit einfach rechteckigem Querschnitt, Abb. 3.

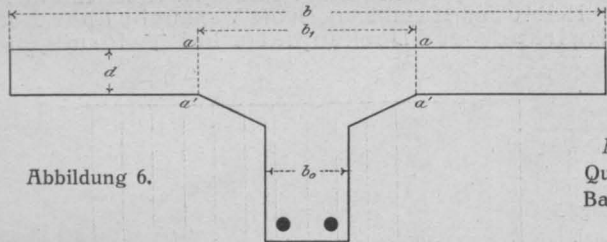


Abbildung 6.

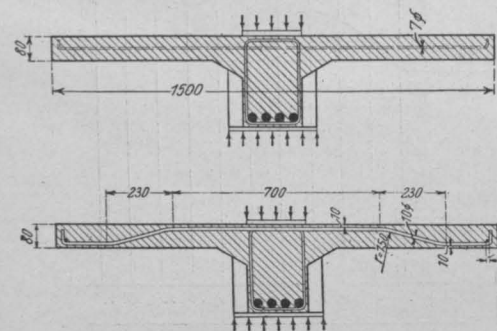


Abbildung 8.
Querschnitt der
Balken, Reihe 5.

Abbildung 11 (rechts).
Querschnitt des Balkens,
Reihe 14.

Abbildung 9 (links).
Querschnitt der Balken,
Reihe 6.

Abbildung 12 (rechts).
Querschnitt der Balken,
Reihe 15.

Abbildung 10 (links).
Querschnitt der Balken,
Reihe 10.

- Reihe 11, Balken wie bei Reihe 6, jedoch mit 10 mm starken Quereisen in 10 cm Abstand nahe der unteren Fläche der Platte.
Reihe 12, Balken wie bei Reihe 11, jedoch mit scharfem Uebergang von Platte und Steg, indem die Abschrägung fehlt.
Reihe 13, Balken wie bei Reihe 6, jedoch mit 7 mm starken Quereisen in 10 cm Abstand in der Mitte der Plattenhöhe.
Reihe 14, Balken wie bei Reihe 13, jedoch mit größerer Abschrägung zwischen Steg und Platte, Abbildung 11.
Reihe 15, Balken nach Abbildung 12, wobei die gegeneinander verschränkten Verlängerungen der Bügel die in halber Plattenhöhe liegenden Quereisen bilden.
Reihe 16, Balken wie bei Reihe 6, jedoch mit 10 cm starker Platte.
Reihe 17, Balken wie bei Reihe 11, nur beträgt die Plattenbreite 1 m.

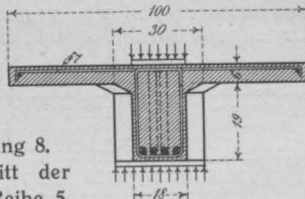


Abbildung 7.
Querschnitt
der Balken, Reihe 3.

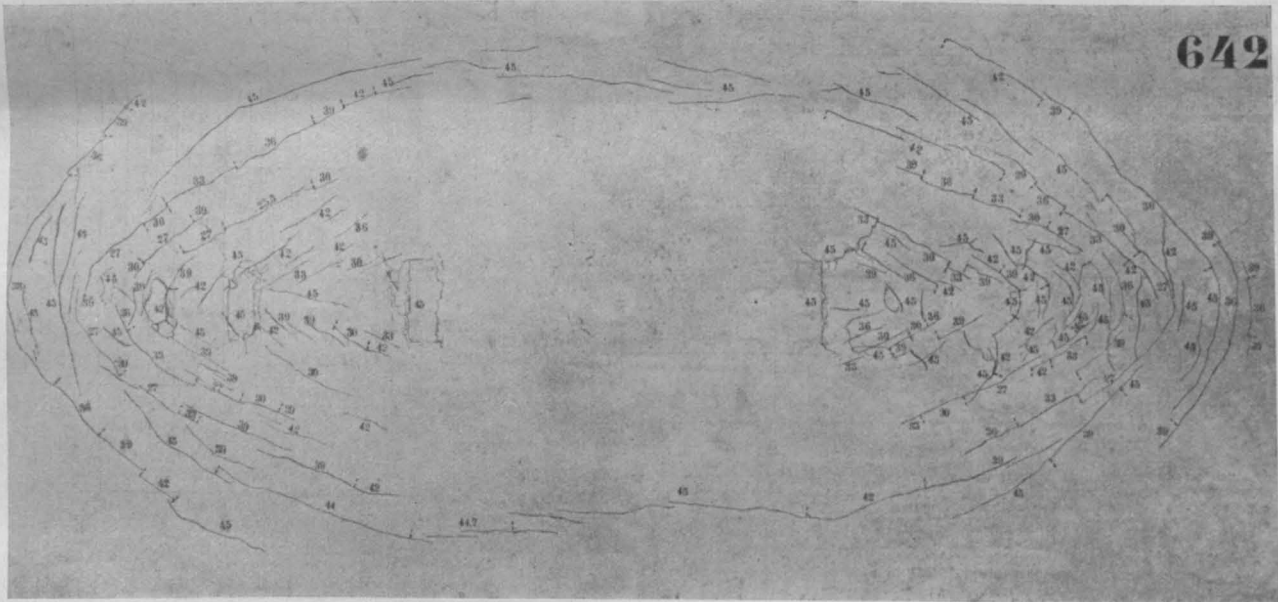
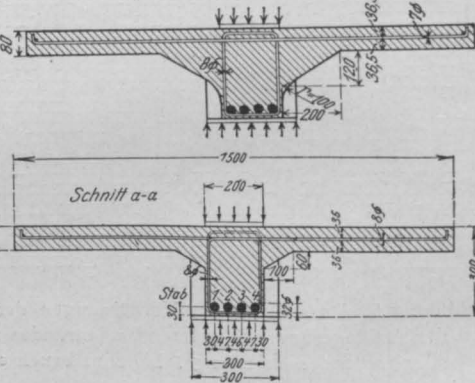


Abbildung 15. Obere Fläche des Balkens 642 nach Bauart der Abbildung 10.

- Reihe 3, Balken mit 6 cm starker Druckplatte von 0,48 m Breite, ohne Quereisen, Abbildung 7.
Reihe 4, Balken mit 6 cm starker Druckplatte von 0,75 m Breite mit Quereisen von 7 mm Durchm., alle 14 cm in den äußeren Balkendritteln.
Reihe 5, Balken ähnlich wie Reihe 4, jedoch mit 1 m breiter, 6 cm starker Druckplatte, mit denselben Quereisen, Abbildung 8.
Reihe 5a, Balken wie bei Reihe 5, jedoch ohne Quereisen in der Druckplatte.
Reihe 6, Balken mit 8 cm starker Deckenplatte von 1,5 m Breite ohne Quereisen, Abbildung 9.
Reihe 7, Balken wie bei Reihe 6, jedoch mit 10 mm starken Quereisen, die oben und unten in der Platte in je 10 cm Abstand und auf der ganzen Balkenlänge angeordnet sind.
Reihe 8, Balken wie bei Reihe 7, jedoch die Quereisen im Abstand von je 20 cm.
Reihe 9, Balken wie bei Reihe 7, jedoch mit 7 mm starken Quereisen oben und unten.
Reihe 10, Balken wie bei Reihe 6, jedoch mit 10 mm starken Quereisen in 10 cm Abstand, die nach Abb. 10 abgebogen und auf der ganzen Balkenlänge angeordnet sind.

Uebersicht über die Spannungen unter der Bruchlast.

Bauart der Balken	Höchstlast t	Spannungen berechnet mit $n = 15$				Würfel- τ in der Fläche $a - a'$	festigkeit
		σ_e	σ_b	τ_o			
Reihe 2	7,67	790	156	13,3	—		112
Reihe 3	13,15	1215	134	20,8	11,6		112
Reihe 4	21,33	1988	156	31,8	28,7		123
Reihe 5	25,73	2344	151	38,0	39,8		127
Reihe 5a	16,00	1540	101	23,4	24,6		114
Reihe 6	25,00	1698	73	27,4	25,1		151
Reihe 7	51,25	3432	146	54,7	50,1		148
Reihe 8	48,00	3214	137	51,5	47,2		147
Reihe 9	48,00	3214	138	51,3	47,1		148
Reihe 10	47,00	3129	134	50,1	46,0		142
Reihe 11	46,00	3025	129	48,6	44,5		146
Reihe 12	38,25	2537	109	40,8	44,2		142
Reihe 13	46,50	3071	131	49,6	45,5		128
Reihe 14	47,50	3154	134	50,7	38,0		132
Reihe 15	36,75	2464	105	39,4	36,1		118
Reihe 16	25,00	1726	72	28,0	20,5		143
Reihe 17	43,67	2944	173	47,3	35,5		127

Gleichzeitig wurden noch die Elastizität und Druckfestigkeit des Betons an Prismen und Würfeln ermittelt. Als Eisen wurde ein solches von hoher Streckgrenze verwendet. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 Teil Zement : 3 Teile Rheinsand : 4 Teile Rheinkies.

Der Bruch dieser Probekörper erfolgte in verschiedener Weise. Während bei den Reihen 2, 3 und 4, bei denen nur eine schmale Druckzone vorhanden war, der Beton oben zerdrückt wurde (Abb. 13), erfolgte die Zerstörung bei den übrigen Balken durch die Trennung der seitlichen Plattenstücke vom Steg.

Bei den Balken ohne Quereisen in der Platte, also bei den Reihen 5a, 6 und 16 erfolgte bald nach Auftreten des ersten Längsrisse das Abscheren der Druckplatte längs des Steges, wie dies aus Abbildung 14 zu ersehen ist. Nachdem auf einer Seite die Druckplatte abgesprungen war, verhielt sich ein solcher Träger wie ein unsymmetrischer Randbalken. Die Nulllinie stellte sich dann so schief, daß auf der Oberseite am anderen Plattenrand noch Zugrisse auftraten.

Sehr lehrreich sind die bei den übrigen Balken mit Quereisen in den Platten aufgetretenen Risse, wovon die Abbildung 15 ein anschauliches Bild gibt. Von einer gewissen Last an, die größer war als die Höchstlast der Balken ohne Quereisen, traten auf der Oberseite der Platte Scharen von Rissen auf, die einen den Spannungstrajektorien ähnlichen Verlauf nahmen. Es hatten sich also in der Platte Druckgewölbe gebildet, die durch Zugspannungen in den Quereisen im Gleichgewicht gehalten wurden. Der Bruch erfolgte schließlich durch weitergehende Lostrennung der Druckplatte vom Steg oder durch Zerdrücken des letzteren in Verbindung mit Spaltungserscheinungen des Betons durch die Rundhaken der Eisenstangen.

Bei der Reihe 7 waren die zahlreichen Quereisen im Stande, im mittleren Teil die parallel zum Steg verlaufenden Zugrisse in der Platte zu verhindern. Wird die Zunahme der Tragfähigkeit auf 1 kg der Quereisen in der Platte ausgerechnet, so findet man bei den Balken nach

Reihe 7	die Zunahme von	378 kg
" 8	"	615 "
" 9	"	682 "
" 10	"	640 "
" 11	"	612 "
" 13	"	1236 "

Hiernach wären die 7 mm Quereisen in der Plattenmitte am wirksamsten gewesen. Man ersieht hieraus schon, daß es noch eingehender Studien bedarf, bis man die Zugbeanspruchung der Quereisen richtig berechnen kann. Bei der Uebertragung dieser Versuchsergebnisse auf die Praxis ist zu beachten, daß hier in den meisten Fällen die Druckgewölbe der Deckenplatte zwischen zwei benachbarten Trägern sich gegeneinander verspannen werden. Jedenfalls ist klar, daß eine Abrundung oder Abschrägung zwischen Steg und Deckenplatte von sehr günstigem Einfluß auf die Uebertragung der Schubkräfte sein wird und daß ferner besondere Ueberlagereisen über den Hauptträgern, wo im allgemeinen Deckeneisen fehlen, sehr wichtig sind, um die Deckenplatte zur höheren Mitwirkung mit dem Steg zu bringen.

Soweit die vorliegenden Versuche den Schluß zulassen, würde man mit einer zulässigen Schubspannung von 10 kg/qcm in der lotrechten Anschlußfläche bei Vorhandensein der gewöhnlichen Deckenarmierung als Quereisen rechnen können. Ohne solche Quereisen würde nur auf 5 kg/qcm zulässige Schubspannung zu rechnen sein, wo-

bei noch in Betracht käme, daß hier ein Beton von geringer Festigkeit vorhanden war.

Die Versuche zeigen ferner, daß die rechnermäßige Schubspannung τ_0 im Steg auf über 54 kg/qcm steigen kann, sodaß man mit etwa 14 kg/qcm das zulässige Maximum begreifen könnte, das dann richtig angeordnete Abbiegen und Bügel voraussetzen würde.

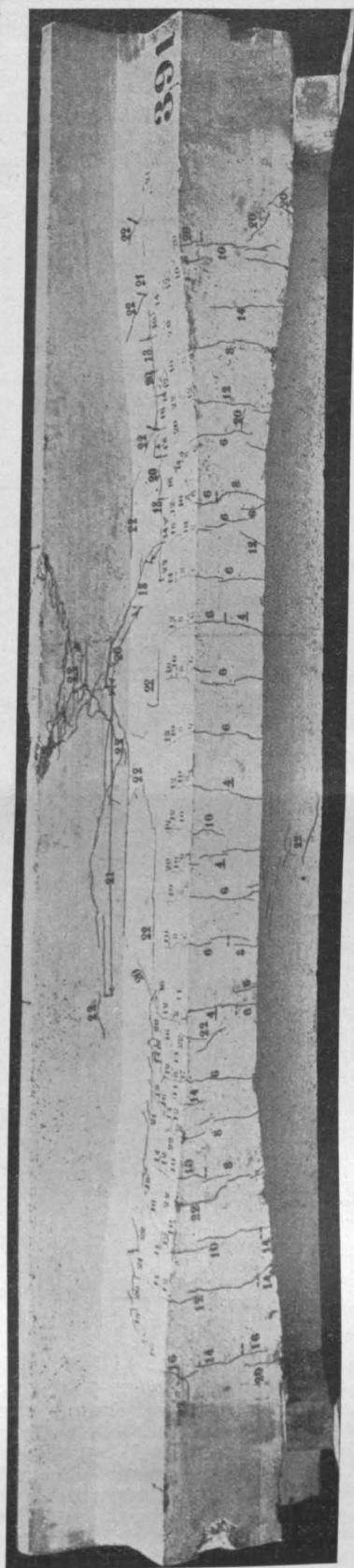


Abbildung 13. Untere Fläche des Balkens 391 der Reihe 4 (Bauart nach Abbildung 7).

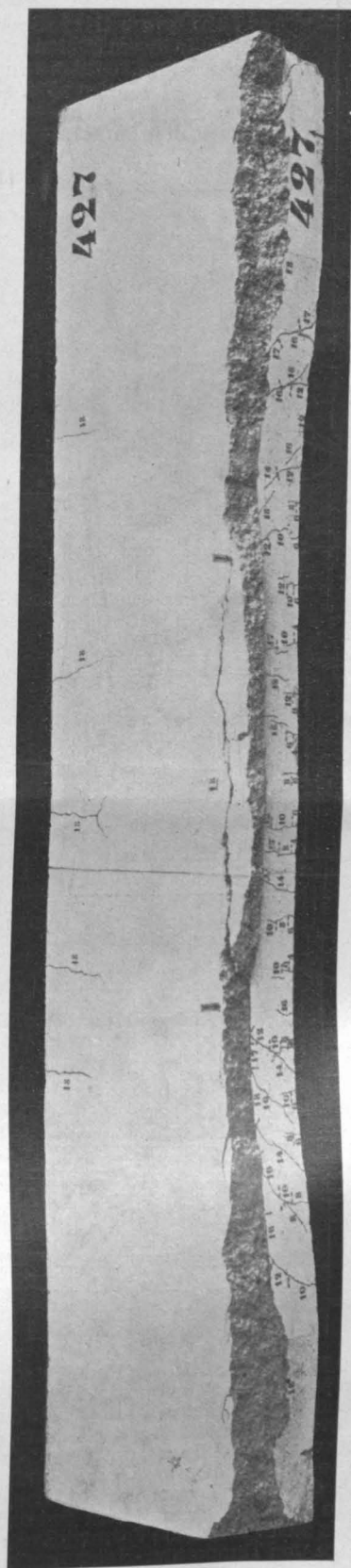


Abbildung 14. Obere Fläche und Seitenfläche des Balkens 427 der Reihe 5a (Bauart nach Abbildung 9, jedoch ohne Querbewehrung der Platte).

Gleichartige Versuche an Platten mit 2 parallelen Rippen sind als Fortsetzung vorgesehen.

Die vorliegenden Versuche bieten mit den zahlreichen Messungen der Deformationen ein reichhaltiges Material für ein eingehendes wissenschaftliches Studium über die in den Platten auftretenden Spannungen.

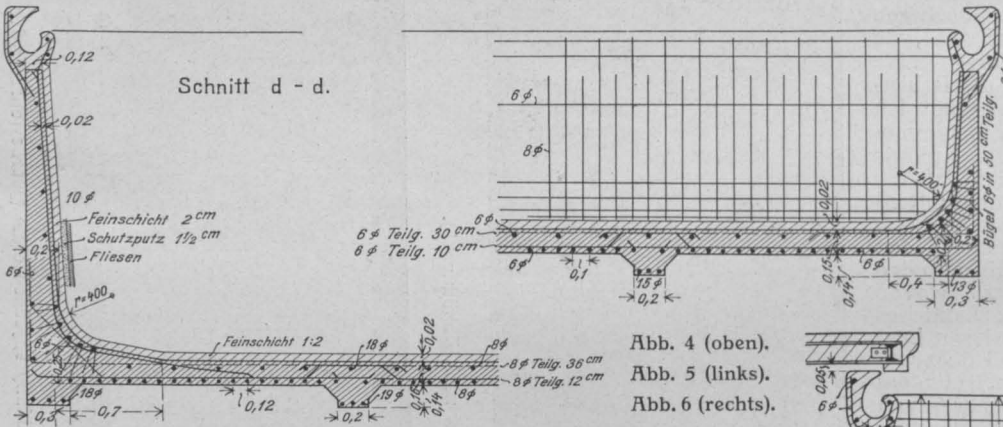
Beachtet man, daß diese Versuche und ebenso die demnächst bekannt werdenden über Biegung mit Achsialdruck, die ebenfalls mit den Mitteln der Jubiläumsstiftung durchgeführt wurden, eine wichtige Ergänzung der Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bilden, so ist im Interesse der Industrie und der Wissenschaft

dringend zu wünschen, daß der „Eisenbeton - Ausschuß der Jubiläumsstiftung“ noch weiterhin in Tätigkeit bleibe und ihm auch die nötigen Mittel zur Fortsetzung und Erweiterung seiner Arbeiten seitens des Kuratoriums zur Verfügung gestellt werden. An Arbeitsstoff wird es sicher nicht fehlen. —

Schwimmbecken in Eisenbeton des Johannesstiftes in Spandau.

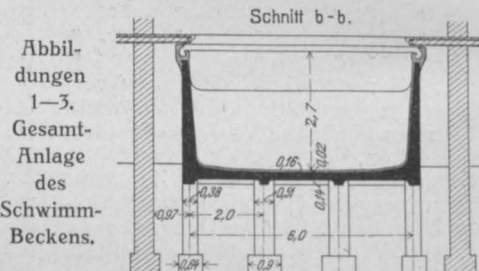
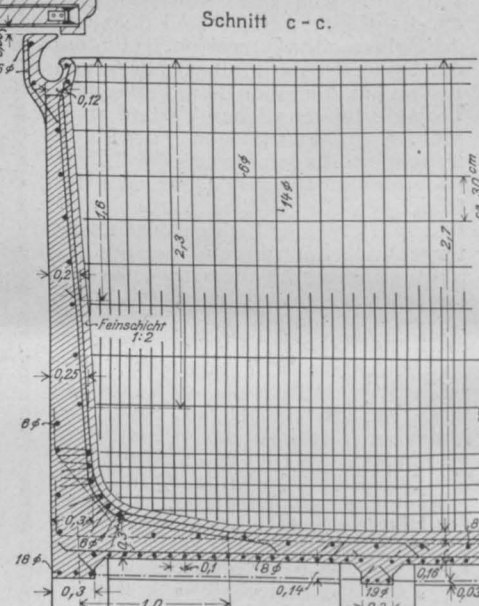
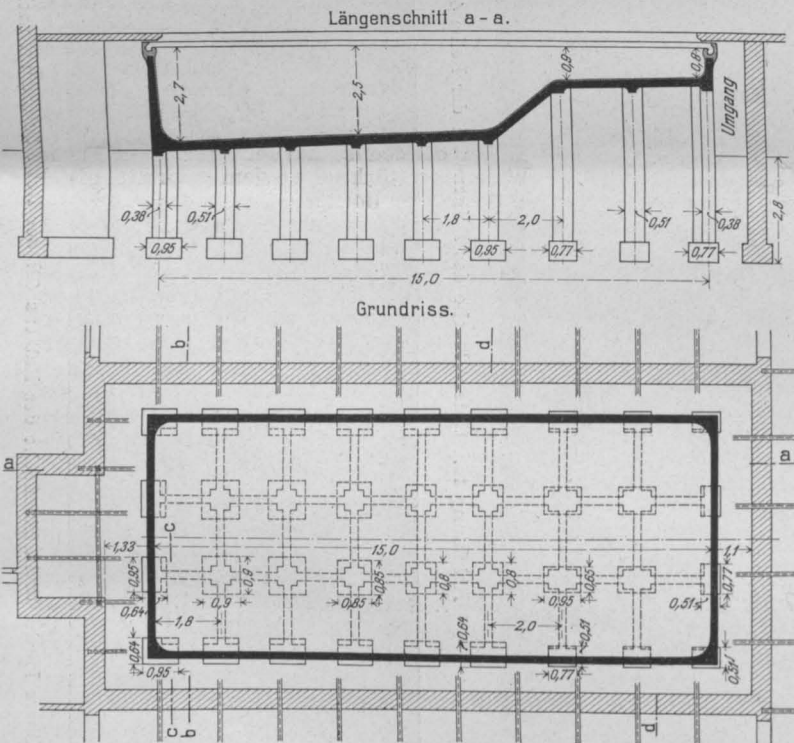
Das Johannesstift in Spandau, dessen Neubauten in ihrem letzten Teil nach den Plänen des Arch. Prof. Kuhlmann in Charlottenburg ausgeführt worden sind, besitzt eine eigene Badeanstalt mit Schwimmbecken von 6 · 15 = 90 qm Grundfläche i. L. und einer mittleren Tiefe

Die Schwimmhalle wird von einer eisernen Dachkonstruktion überspannt, deren in 3,64 m Abstand liegende Binder als Träger auf zwei Stützen mit einem festen und einem beweglichen Auflager ausgebildet worden sind. Am Untergurt ist eine Drahtputzdecke aufgehängt. Ueber Konstruktion und Berechnung des Beckens



Schwimmbecken in Eisenbeton des Johannes-Stiftes in Spandau.
6 · 15 = 90 qm Wasserfläche und 2,7 m größte Tiefe.

Abbildungen 4—6. Einzelheiten der Eisenarmierung.



Abbildungen 1—3. Gesamt-Anlage des Schwimm-Beckens.

von 0,85 m in der Abteilung für Nichtschwimmer, 2,5 m Tiefe in derjenigen für Schwimmer, das auf gemauerten Pfeilern ruhend, in Eisenbeton erstellt worden ist. Das Becken ist, wie die Darstellung der Gesamtanlage in Grundriß, Querschnitt und Längsschnitt, Abbildungen 1—3, erkennen läßt, ohne jeden Zusammenhang mit dem Gebäude, und auch die auf eisernen Trägern angebrachten Umgänge liegen frei über dem Rande des Beckens und belasten dieses nicht, sodaß die Formveränderungen des Beckens infolge von Temperatur-Änderungen völlig ungehindert vor sich gehen können. Die konstruktive Ausbildung des Beckens im Einzelnen und die Eisenarmierung ist in den Abbildungen 4—6 dargestellt. Die Dichtung des Beckens erfolgt in der Weise, daß auf Boden und Wandungen zunächst eine 2 cm starke Feinschicht (Mischung 1:2), darauf ein 1,5 cm starker Schutzputz aufgetragen und darüber noch ein Fliesenbelag gebracht wurde. Für den Ueberlauf ist eine Steinrinne zur Ausführung gelangt.

selbst ist noch Folgendes zu sagen: Der Boden wird durch Rippen getragen, die sowohl in der Längs- wie der Querrichtung angeordnet sind und den Boden in eine Anzahl nahezu quadratischer Felder (größte Abmessungen 2 · 2 m) teilen. Im Schnittpunkt der Tragrippen stehen die gemauerten Pfeiler, welche die Last auf den Untergrund übertragen. Damit etwaige Setzungen des Baugrundes möglichst gleichmäßig vor sich gehen, sind die Größen der Fundamente dem verschiedenen hohen Wasserstand im Becken angepaßt, sodaß die Bodenpressungen möglichst gleiche Werte erhalten. Bei dem geringen Bodendruck von 2 kg/qcm sind bei gutem festen Baugrund nennenswerte Setzungen als ausgeschlossen zu betrachten. Die Platte zwischen den Bodenrippen erhielt gekreuzte Eisenarmierung, kann also als auf allen 4 Seiten aufgelagert angenommen werden. Für die Berechnung wendete der Konstrukteur die von ihm aufgestellte Formel an:

und reduziert mit Rücksicht auf die Einspannungen der Rippen das Moment etwa mit 0,8, was statt des Koeffizienten 1,3 nur $1,3 \cdot 0,8 = 1,04$ ergeben würde. Der vermehrten Sicherheit halber ist jedoch 1,1 gesetzt, namentlich mit Rücksicht darauf, daß die Felder infolge des ansteigenden Bodens nicht gleichmäßig belastet sind.

Die Rippen werden von den beiden anstößenden Plattenfeldern mit je $\frac{1}{4}$ belastet, und zwar nicht gleichmäßig verteilt, sondern dreiecksförmig. Das Moment wäre dann

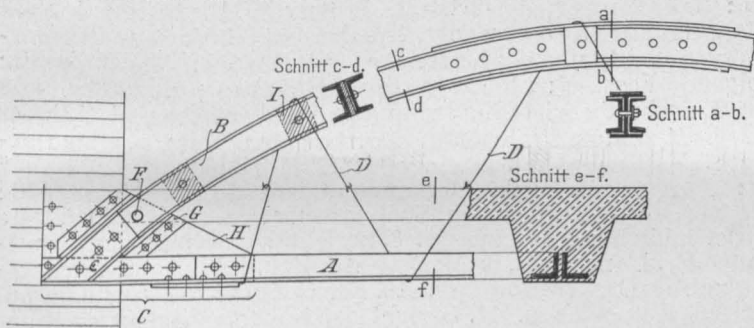
für freie Auflagerung $M = \frac{P \cdot l}{6}$, mit Rücksicht auf die Kontinuität der Rippen ist aber mit teilweiser Einspannung gerechnet, sodaß $M = \frac{4}{5} \cdot \frac{Pl}{6} = \frac{2}{15} \cdot P \cdot l$ gesetzt ist. Die

Rippen sind als Plattenbalken berechnet mit $\frac{200}{3} = 67 \text{ cm}$
Plattenbreite (nach den preuß. Bestimmungen).

Für die gesamte Eisenbeton-Konstruktion ist ein Betonmischungs-Verhältnis angenommen, das eine Bruchfestigkeit von 240 kg/qcm sichert. Die Beanspruchungen blieben dann durchweg unter der nach den Bestimmungen vom 24. 5. 1907 zulässigen Grenze. Die Plattenstärke

Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken mit vorübergehend zum Tragen der Deckenschalung durch abnehmbare Teile verstärkten Eiseneinlagen. D. R. P. Nr. 240 207 für Dr.-Ing. E. Probst in Berlin.

Nach einem bekannten Verfahren werden durchgehende Stützen dadurch vermieden, daß die an sich nicht zum Tragen der Schalung befähigten Eiseneinlagen zum Obergurt eines unterhalb der Decke angeordneten Hängewerkes gemacht werden. Diese Bauweise hat in wirtschaftlicher Hinsicht den Uebelstand, daß zur Abnahme



des Hängewerkes nach Fertigstellung der Decke, namentlich in sehr hohen und breiten Räumen, besondere Gerüste und Leitern erforderlich werden. Auch statisch hat die Lösung nach jenem Verfahren gewisse Nachteile. Denn dadurch, daß die Eiseneinlagen mit dem Hängewerk nicht fest verbunden werden können, ist man gezwungen, die Ständer durch Anziehen der Streben fest gegen die späteren Eiseneinlagen der Decke anzupressen. Dadurch wird ein Anheben dieser Ständer unvermeidlich, und es entsteht die elastische Linie eines kontinuierlichen Trägers auf verschieden hohen Stützen, bei dem verschiedene Momente auftreten. Dies hat zur Folge, daß über den Ständern durch die entstehenden negativen Momente eine andere Spannungseinteilung entsteht als in den Feldmitten, wo die positiven Momente auftreten. In diesem Zustande wird nun aber die Eiseneinlage in die Decke einbetoniert, sodaß auf diese Weise die wechselnden Spannungen als Anfangsspannungen in der Decke verbleiben.

Bei dem Verfahren gemäß vorliegender Erfindung entstehen zunächst durch die Montagelasten auch Anfangsspannungen; sie sind aber einmal gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilte Zugspannungen, entsprechend der Wirkung eines Bogenträgers mit aufgehobenem Horizontalschub, und dann sind diese Spannungen im Verhältnis zu den durch das Eigengewicht verursachten Spannungen sehr gering und verschwinden auch wieder nach Aufhören der Montage-Lastwirkungen; im übrigen können sie leicht ermittelt werden.

Wie die Abbildung zeigt, wird die Eiseneinlage *A* vorübergehend dadurch zum Tragen des Schalungsgerüsts befähigt, daß sie mit einem darüber abnehmbar angeordneten Bogen zu einem Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub vereinigt wird. Der Bogenträger besteht aus einem Zuggurt *A* aus ungelochten Profilleisen, den späteren Eiseneinlagen der Eisenbetondecke, und einem

ist im flachen Teil des Beckens bis 1,4 m Tiefe zu 15, im tiefen Teil zu 16 cm angenommen. Im Anschluß an die Seitenwände erhielten die Bodenplatten noch eine Verstärkung. Die Armierung besteht aus sich kreuzenden Eisenstäben von 6 bzw. 8 mm Durchm. in Teilungen von 10 bzw. 12 cm. Die Druckspannungen im Beton steigen bis 24 kg/qcm, im Eisen bis 900 kg/qcm. In den Tragrippen steigt die Betonbeanspruchung bis 28 kg/qcm, die des Eisens bis 950 kg/qcm. Bei den seitlichen Tragrippen ist dabei die ungünstige Annahme gemacht, daß der Einfluß der hohen Seitenwand auf die Tragfähigkeit nicht berücksichtigt worden ist. Die Seitenwände sind auf wagrechten Wasserdruck zu berechnen. Dieser erzeugt auch in der Bodenplatte ein Biegemoment, das durch entsprechende Eiseneinlagen in den Ecken aufgenommen werden muß. Diesem Moment wirken übrigens die aus der senkrechten Wasserlast in der Bodenplatte entstehenden Momente günstig entgegen. Die unteren Armierungsseisen der Platte verstärken außerdem die Druckfestigkeit des Betons, sodaß dieser die aus dem Wasserdruck auf die Seitenwand entstehenden hohen Biegungsspannungen ohne Gefahr aufnehmen kann.

Entwurf und Berechnung der Konstruktion ist von Zivilingenieur Heinr. Barth in Berlin durchgeführt, die Ausführung der Eisenbeton-Arbeiten ist durch die A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin bewirkt worden. —

Bogen B , ebenfalls aus Profileisen, sodaß die durch das Gewicht der Schalung und der Decke erzeugte Last außer dem durch den Bogen aufzunehmenden Druck lediglich einen Horizontalschub hervorruft, der von dem Zuggurt A aufgenommen wird.

Zur Aufnahme von etwa durch einseitige Belastung auftretenden Spannungen werden Rundeisen D um den Ober- und Untergurt geschlungen, die nach dem Einbetonieren leicht durchgeschnitten werden können oder geteilt vorgesehen sind, damit sie als Schubbügel in der Decke vollständig ausgenutzt werden können. Der Bogen B ist aus mehreren Teilen zusammengesetzt, so daß er nicht nur leicht auseinander genommen, sondern auch für verschiedene Spannweiten verwendet werden kann. Er besitzt ein verschiebbares Mittelfeld aus Γ -Trägern, das sich zwischen \square -Eisen bewegt und durch Schrauben damit verbunden ist und setzt sich leicht auf das Widerlagerstück auf, mit dem es durch den leicht entfernbaren Bolzen F verbunden wird. Das Widerlager C wird fabrikmäßig gleich der Höhe der Betondecke hergestellt und fest eingemauert; sein Stehblech nimmt in der Mitte der Decke einen Teil der Schubspannungen auf; der andere Teil derselben kann erforderlichenfalls durch besondere Bügel aufgenommen werden.

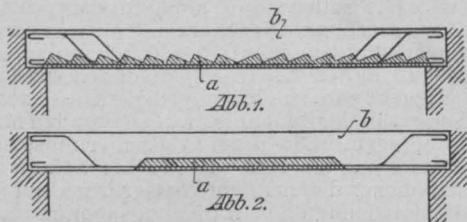
den. Beim Betonieren wird der Fuß des Bogens mit Papier umgeben, damit er nach dem Erhärten des Betons leicht herausgezogen werden kann. Der Bolzen F wird beim Einstampfen herausgenommen. Die Schalung wird in üblicher Weise auf die Flanschen des Zuggurtes gelegt oder daran aufgehängt. — G.

Beschleunigte Prüfung der Raumbeständigkeit von Portland-Zementen. In No. 21 haben wir bereits auf den Beschluß des VI. internationalen Kongresses für die Materialprüfungen in New York hingewiesen, der auf Grund des Antrages der deutschen Vertreter den Kopenhagener Beschluß wieder aufhob, nach welchem die Le Chatelier-Probe als beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe eingeführt werden sollte. Die von Prof. Gary gegebene Begründung des deutschen, erfolgreichen Antrages ist in Heft 4 der Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde v. J. 1912 abgedruckt. Sie gibt eine Uebersicht über die verschiedenen Bestrebungen, die Untersuchungen des „Vereins Deutscher Portland - Cement - Fabrikanten“, des Amtes, des betr. Ausschusses des „Deutschen Vereins für Materialprüfungen“ und kommt zu dem Ergebnis, daß die Le Chatelier-Probe nicht nur nicht besser geeignet sei, als die bisherige Normenprobe, sondern daß sie durchaus unzuverlässige Werte liefere, die in keinem Zusammenhang mit den sonstigen Eigenschaften des Portland-Zementes ständen. Die Le Chatelier - Probe ist als eine verbesserte Kochprobe anzusehen, denn bei ihr wird der Zementbrei in aufgeschlitzte und mit Nadeln versehene Metallringe eingefüllt und dann seine Ausdehnung durch Messung der Entfernung der Nadelspitzen nach Behandlung mit heißem Wasser geprüft. Die Probe fand, weil sie im Gegensatz zu den anderen Proben Zahlenwerte liefert, die man für vergleichbar hielt, zunächst von verschiedenen Seiten, namentlich in England Zustimmung, von wo auch der Antrag auf Einführung s. Zt. ausging. Alle deutschen

Versuche haben aber übereinstimmend die Irrtümlichkeit vorstehender Anschauung und die Unzuverlässigkeit der Ergebnisse dieser Probe dargetan. —

Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsdruckspannung in der Zugzone von Eisenbeton-Balken oder -Platten. D. R. P. 249007. Dr.-Ing. M. Koenen in Berlin.

Zur Verhinderung von Rißbildungen in der Zugzone von Eisenbeton-Balken und -Platten unter dem Einfluß der Last ist der Vorschlag gemacht worden, die Zugzone durch mechanischen Druck in Anfangsdruckspannung zu versetzen. Bei dem bekannten Verfahren zur



Erzeugung derartiger Anfangsdruckspannungen werden die Eiseneinlagen in angespanntem Zustande einbetoniert und nach der Erhärtung des Betons losgelassen, wodurch sie in dem Bestreben, sich wieder zusammen zu ziehen, den sie umgebenden Beton zusammen pressen und wegen ihrer exzentrischen Lage im Balken diesem gleichzeitig eine umgekehrte Anfangs-Biegungsspannung erteilen. Dieses Verfahren hat den Nachteil, daß die An-

fangs-Druckspannung des Betons allmählich nachläßt, weil der Eisenbetonbalken infolge des mehrere Jahre dauernden Schwindens des Betons sich fortgesetzt zusammen zieht und daher die anfängliche Dehnung der Eisenstäbe, sowie ihre davon abhängige Zugspannung zurückgehen. Die vorliegende Erfindung benutzt nun gerade diese Eigenschaft des Betons, das Schwinden, um den beabsichtigten Zweck zu erreichen. Hierzu wird der Balken oder die Platte aus zwei Teilen verschiedenen Alters, in gleicher oder verschiedener Mischung, hergestellt, und zwar wird der bei der Belastung zur Rissebildung neigende Zuggurt zuerst ausgeführt und nach dessen Erhärtung der Druckgurt aufgebracht. Sind nun diese beiden Teile a und b, Abb. 1 und 2, derart miteinander verbunden — etwa durch Verzahnung, Anklammerung oder Aufrauhung —, daß ein Gleiten nicht eintreten kann, so wirkt der zuerst angefertigte, bereits erhärtete und weniger schwindende Teil dem durch das Schwinden verursachten Zusammenziehen des später, wenn nötig in stärker schwindender Masse betonierten Teiles entgegen und wird so in Druckspannung versetzt. Das Verfahren ist sowohl für Balken auf zwei Stützen, wie für durchlaufende Balken verwendbar. —

G.

Inhalt: Die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie. — Schwimmbecken in Eisenbeton des Johannestiftes in Spandau. — Vermischtes. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

Deutscher Beton-Verein (E. V.)

Vorläufige Tagesordnung für die 16. Hauptversammlung

am 13. bis 15. Februar 1913 von vormittags 10 Uhr ab im Kaisersaal des „Rheingold“, Berlin W., Eingang: Bellevuestr. 20.

1. Tag, Donnerstag, den 13. Februar 1913. Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder).

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil). 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Es scheiden aus die Hrn.: Brenzinger, Postbrt. a. D. R. Kux, B. Liebold.) 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn. Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlags für 1913. 6. Antrag des Vorstandes auf Aenderung der Satzungen: (§ 1, Abs. 3 erhält den Zusatz: „d. Ehrenmitgliedern.“ § 3, Abs. 2 erhält folgende Fassung: „durch freiwilligen Austritt; die Abmeldung kann nur auf Schluß des Vereinsjahres durch Einschreibebrief erfolgen und muß bis spätestens 1. Oktober im Besitze des Vorsitzenden sein.“ Im § 4, Abs. 1 sind zu streichen in der vorletzten Zeile: „ersten Beamten.“ § 4, Abs. 3 erhält folgende Fassung: „Vertretung durch ein anderes Mitglied ist unzulässig.“ § 7, Abs. 8, 1. Satz erhält folgende Fassung: „Den Vorsitz in den Versammlungen führt der Vorsitzende des Vorstandes oder ein Stellvertreter oder bei Abwesenheit beider Stellvertreter das an Jahren älteste Mitglied des Vorstandes.“ 7. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses. 8. Bericht des Röhren- und Kunststein-Ausschusses. Zu 7 und 8 Berichterstatter Hr. Langelott. 9. Vortrag des Hrn. J. W. Roth-Neugersdorf über: „Arbeitnehmer- und Arbeitgeber-Organisation“. 10. Bericht über die Versuche mit Kontrollbalken. 11. Bericht des Betonrundenisen-Ausschusses. 12. Bericht der Hochofenschlacken-Kommission. Zu 10—12 Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. 13. Beschlußfassung über die Abhaltung einer Wanderversammlung.

2. und 3. Tag, Freitag, den 14. und Sonnabend, den 15. Februar 1913.

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil). 2. Bericht des Schiedsgerichts-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Rudolf Wölle. 3. „Technische Erfahrungen bei Bauunfällen“, Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. 4. Bericht des Röhren- und Kunststein-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Langelott. 5. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ ausgeführten Versuche mit Beton und Eisenbeton, b) über die Arbeiten des Moor-Ausschusses. Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. 6. Vortrag des Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff-Berlin-Lichterfelde über: „Im vergangenen Jahre ausgeführte Versuche mit Säulen“. (Mit Lichtbildern.) 7. Vortrag des Hrn. Prof. Gary-Berlin-Lichterfelde über: „Hauptergebnisse der fünfjährigen Proben über das Haften und Rosten von Eisen im Mauerwerk“. (Mit Lichtbildern.) 8. Vortrag der Hrn. Stadtbauinsp. Dr.-Ing. Trauer-Breslau und Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden über: „Festhalle in Breslau“. (Mit Lichtbildern.) 9. Vortrag des Hrn. Rud. Christiani-Hamburg über: „Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seehäfen“. (Mit Lichtbildern.) 10. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Mautner der Fa. Dücker & Co., Düsseldorf über: „Pumpwerk der alten Emscher“. (Mit Lichtbildern.) 11. Vortrag des Hrn. Dr.-Ing. Müller der Fa. Hüser & Co., Oberkassel über: „Bau eines Schwimmbeckens in Gladbeck“. (Mit Lichtbildern.) 12. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Friedländer der Fa. Brenzinger & Co., Freiburg über: „Interessante, neuartige Brückenbauten mit Auslegern“. (Mit Lichtbildern.) 13. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Hart der Fa. A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin über: „Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanals“. (Mit Lichtbildern.) 14. Vortrag der Fa. Wayss & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. H. über: „Rekonstruktionsarbeiten an weitgespannten Brücken“. (Mit Lichtbildern.) 15. Vortrag des Hrn. Dipl.-Ing. Alb. Dischinger der Fa. Fr. Vollrath, Wesel über: „Interessante Ausführungen in Eisenbeton über und unter Tag“. (Mit Lichtbildern.) 16. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbeton-Erzeugnisse. 17. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementwaren gemacht? a) Verhalten der Beton- und Eisenbetonbauten bei Erdbeben. b) Explosions-sicherheit der Beton- und Eisenbetonbauten. 18. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilung zu machen.

Oberkassel (Siegkreis), den 15. Dezember 1912.

Für den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) Alfred Hüser, Vorsitzender.